I. VLADIMIRESCU

hidrologie

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

MINISTERUL EDUCAȚIEI ȘI ÎNVĂȚĂMÎNTULUI

Prof. dr. ing. Ion Vladimirescu

hidrologie

207774
B.C.U. - IASI

EDITURA DIDACTICĂ ȘI PEDAGOGICĂ
BUCUREȘTI

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

CUPRINS

Prefață 7

1. Generalități 9

1.1. *Volumul de apă din natură. Originea formării lui.* 9

1.2. *Științele hidrologice.* 10

1.2.1. Obiectivele de bază ale hidrologiei 10

2. Circulația apei pe glob 11

2.1. *Ciclul hidrologic global.* 11

2.1.1. Bilanțuri parțiale și bilanț global. 12

3. Bazele statistico-matematice ale hidrologiei 13

3.1. *Asigurări hidrologice experimentale (empirice).* 13

3.1.1. Cazul asigurărilor factorului unic. 13

3.1.2. Cazul asigurărilor complexe. 16

3.2. *Bazele extrapolării asigurărilor empirice (perioadelor de repetare)* 18

3.2.1. Funcții teoretice de probabilitate. 19

3.2.2. Procedee de verificare a asigurărilor teoretice. 22

3.2.3. Asigurarea bidimensională teoretică 24

3.3. *Corelații.* 25

3.3.1. Corelația liniară 26

3.3.2. Corelația curbă bidimensională. 29

3.4. *Generarea de valori cronologice...* 29

3.4.1. Relații de simulare..... 30

3.4.2. Coeficientul de corelație serială. 32

3.4.3. Determinarea variabilelor aleatoare g și γ..... 32

3.5. *Evoluția factorilor hidrologici.....* 36

3.5.1. Metoda mediei mobile (tendința) 36

3.5.2. Formularea matematică a periodicității (analiza armonică) 37

3.6. *Omogenitatea hidrologică.* 38

4. Factorii fiziografici ai scurgerii apelor 39

4.1. *Rețeaua hidrografică RH* 39

4.1.1. Generalități 39

4.1.2. Lungimea ramificației și a rețelei hidrografice. 41

4.1.3. Profilul longitudinal al rețelei hidrografice. 41

4.1.4. Desimea ramificațiilor RH 42

4.2. *Bazinul hidrografic BH* 43

4.2.1. Definiția BH 43

4.2.2. Suprafața BH 43

4.2.3. Forma geometrică a BH .. 44

4.2.4. Curba hipsometrică și altitudinea medie a BH .. 45

4.2.5. Panta medie a BH 46

4.2.6. Similitudinea geometrică a BH. 47

4.2.7. Învelișul vegetal și structura geologică ale BH 47

4.2.8. Corelația scurgere-suprafață BH 48

4.2.9. Lungimile cursurilor de apă mai importante și suprafețele BH pe teritoriul țării .. 48
4.3. *Albiile cursurilor de apă*..... 48
4.3.1. Generalități 48
4.3.2. Profilul transversal al albiei 49
4.3.3. Profilul longitudinal și corelația cu traseul în plan... 50
4.3.4. Reprezentări batimetrice. 51
4.4. *Formații hidrologice lacustre.* 53
4.4.1. Generalități 53
4.4.2. Elemente morfometrice. 54
4.4.3. Particularitățile lacurilor naturale 55
4.4.4. Lacuri de acumulare 55
4.4.5. Bălți. 56
4.5. *Formații hidrologice subterane*... 56
4.5.1. Clasificare. 56
4.5.2. Straturi de apă suspendate. 56
4.5.3. Straturi freatice normale. 57
4.5.4. Ape subterane captive (arteziene) 59
4.5.5. Ape în formații de carst... 59
4.5.6. Ape freatice de litoral..... 59
4.6. *Izvoare.* 60

5. Hidrometria nivelurilor, adîncimilor, vitezelor și debitelor. 61
5.1. *Necesitatea măsurătorilor directe.* 61
5.2. *Rețeaua hidrometrică.* 61
5.2.1. Rețeaua hidrometrică a cursurilor de apă de suprafață 62
5.2.2. Rețeaua hidrometrică a acviferelor freatice. 63
5.2.3. Rețeaua hidrometrică a lacurilor. 63
5.3. *Hidrometria nivelurilor curenților de suprafață.* 63
5.3.1. Mire hidrometrice. 64
5.4. *Hidrometria nivelurilor în ape freatice.* 67
5.4.1. Foraje și procedee de măsurare. 67
5.5. *Modul de reprezentare a datelor de nivel.* 68
5.5.1. Hidrografe de nivel. 68
5.5.2. Grafice de durată și frecvență. Hidrograde. 69
5.5.3. Hidrometria adîncimilor .. 71
5.6. *Hidrometria vitezelor în formațiile hidrologice de suprafață.* 72
5.6.1. Măsurarea vitezelor cu morișca hidrometrică. 73
5.6.2. Procedee și utilaje pentru folosirea moriștii hidrometrice. 74
5.7. *Măsurarea vitezelor în straturi freatice.* 76
5.7.1. Măsurarea directă. 76
5.7.2. Metoda coeficientului de permeabilitate 77
5.8. *Hidrometria debitelor la formațiile de suprafață.* 77
5.8.1. Unitățile de debit. 77
5.8.2. Determinarea debitului prin metoda vitezelor. 79
5.8.3. Determinarea debitului prin procedee directe..... 81
5.9. *Determinarea debitului straturilor freatice.* 82
5.10. *Fenomenul de îngheț-dezgheț al suprafeței libere.* 84
5.11. *Relația debit-nivel* (*Q-H*)..... 85
5.11.1. Structura curbei debitelor. 86
5.11.2. Cazuri de neunicitate a curbei debitelor. 88
5.12. *Grafice uzuale de debit*..... 90
5.12.1. Hidrograful debitelor Q (t) 90
5.12.2. Graficul debitelor cumulate (DC) 91
5.12.3. Graficul sumei diferențelor de debit (DDC.) 93

6. Factorii climatici ai scurgerilor apelor 97
6.1. *Atmosfera* 97
6.1.1. Structura și compoziția... 97
6.1.2. Presiunea atmosferică. .. 97
6.1.3. Vîntul. 99
6.1.4. Umiditatea aerului. 101
6.2. *Regimul termic.* 102
6.2.1. Radiațiile solare. 102
6.2.2. Regimul termic al solului. 102
6.2.3. Regimul termic al aerului. 103
6.2.4. Regimul termic al apelor. 104
6.3. *Precipitațiile atmosferice.* 106

6.3.1. Formarea norilor și a precipitațiilor atmosferice. .. 106
6.3.2. Măsurarea precipitațiilor. 108
6.3.3. Clasificarea precipitațiilor. 112
6.3.4. Ploi torențiale. 115
6.3.5. Curbe uzuale asupra ploilor de scurtă durată. 116
7. Caracteristicile principale climatice în R.S.R. 119
8. Factorii care reduc volumul precipitațiilor scurse pe sol..... 120
8.1. *Evaporarea apei.* 121
8.1.1. Generalități. 121
8.1.2. Evaporarea de la suprafața liberă (E_a) 122
8.1.3. Evapotranspirația. Evapotranspirația potențială. .. 126
8.2. *Pătrunderea apei în sol* (*Infiltrația*) 128
8.2.1. Indicii hidrici ai pământurilor. 129
8.2.2. Modelul matematic al mișcării apei în pământ nesaturat. 130
8.2.3. Formularea infiltrației în ipoteze simplificatoare. .. 132
8.2.4. Formulări empirice ale infiltrației. 134
8.2.5. Alți factori ai infiltrației. 137
8.2.6. Infiltrația în bazine hidrografice. 137
9. Retenția superficială a bazinului hidrografic. 142
9.1. *Interceptia.* 142
9.2. *Retenția în depresiunile terenului.* 142
10. Distribuirea precipitațiilor în procesul scurgerii. 143
10.1. *Scurgerile hidrologice.* 143
10.2. *Coeficientul de scurgere. Indicatorul* Φ 145
11. Forma hidrografelor de viitură..... 147
11.1. *Hidrograful singular.* 147
11.2. *Hidrograful complex.* 148
12. Considerații asupra posibilităților de calcul al scurgerii hidrologice. 149
12.1. *Conceptul de sistem.* 150
13. Scurgerea directă de pe sol 151
13.1. *Metoda hidraulică.* 152
13.1.1. Cazul regimului laminar. 153
13.1.2. Cazul regimului turbulent 155
13.1.3. Mișcarea permanentă (de echilibru). 155
13.1.4. Aplicații și concluzii la metodologia hidraulică 156
13.2. *Metoda răspunsului unitar.* .. 160
13.2.1. Principiul metodei răspunsului unitar. [HU; Δt] 161
13.3. *Metoda hidrografului unitar instantaneu.* 164
14. Timpul de deplasare a scurgerii directe. 170
14.1. *Timpul de concentrare* (*T*).... 170
14.2. *Izocrone. Areograme* (*suprafețe-timp*). 172
15. Propagarea undei de viitură în albii naturale. 174
15.1. *Studiul hidraulic al propagării undei de viitură.* 174
15.2. *Metode hidrologice asupra propagării undei de viitură.* 176
15.2.1. Calculul analitic prin metoda hidrologică 176
15.2.2. Metoda Muskingum. .. 178
15.2.3. Metoda Kalinin — Miljukov. (K-M) 181
15.2.4. Atenuarea undei de viitură în lacuri naturale. 182
16. Inundațiile. 183
16.1. *Considerații generale asupra inundațiilor.* 183
16.2. *Inundațiile în România.* 185
17. Scurgerea de bază a cursurilor de apă. 190
17.1. *Definiție. Generalități.* 190
17.2. *Schema deterministă a scurgerii hidrologice de bază.* 190
17.3. *Evaluarea scurgerii de bază...* 191
17.4. *Curba de secare.* 195
18. Calcule hidrologice complementare. 195
18.1. *Considerații generale.* 195
19. Hidrograful de calcul al viiturii pentru proiectare. 196
19.1. *Utilizarea hidrografului unitar.* 196
19.1.1. Hidrograf unitar de durată multiplu de t_p. .. 198

19.2. *Utilizarea hidrografului izocron.* 199
19.2.1. Formulări de principiu. 199
19.2.2. Calculul practic al hidrografului izocron. 201
19.3. *Hidrograful asigurat.* 205
19.3.1. Debitul maxim asigurat. 205
19.3.2. Asigurarea bidimensională în cadrul hidrografelor de viitură. 209

20. Scurgerile hidrologice asigurate..... 211
20.1. *Scurgerea anuală asigurată...* 211
20.2. *Scurgerea medie multianuală.* 212
20.3. *Scurgerea minimă asigurată.* 214
20.3.1. Asigurarea debitului minim anual. 214

21. Procedee de calcul hidrologic în lipsa observaţiilor hidrometrice. 217
21.1. *Aplicarea corelaţiilor* 218
21.2. *Aplicarea formulelor empirice.* 220
21.2.1. Formule de calcul pentru debitul maxim. 220
21.2.2. Formule de calcul pentru hidrograful sintetic 224
21.2.3. Formule empirice pentru coeficientul de variaţie a scurgerii anuale. 226
21.2.4. Formule empirice pentru debite medii multianuale 227

22. Prognoza hidrologică. 229
22.1. *Obiectul prognozei. Clasificare.* 229
22.1.1. Clasificarea prognozelor hidrologice 229
22.2. *Metodologia prognozei hidrologice.* 230
22.2.1. Modelare hidrologică, metodă de prognoză... 230
22.2.2. Metode corelative. 236
22.2.3. Metode de prognoză de lungă durată. 237
22.3. *Organizarea prognozei hidrologice.* 237
22.3.1. Informarea operativă a prognozei hidrologice. 237
22.3.2. Organizarea sistemului informaţional. 238
22.3.3. Tehnica obţinerii datelor. 239
22.3.4. Buletinul de prognoză R.S.R. 239

23. Analiza hidrologică a transportului de aluviuni 240
23.1. *Structura aluviunilor* 241
23.2. *Condiţiile de deplasarea aluviunilor* 244
23.2.1. Studiul mişcării aluviunilor de fund..... 245
23.2.2. Studiul mişcării aluviunilor în suspensie 247
23.3. *Debitul solid al aluviunilor tîrîte şi în suspensie* 249
23.4. *Măsurarea debitului solid....* 251
23.4.1. Măsurarea debitului solid de fund 252
23.4.2. Măsurarea debitului solid în suspensie 253
23.5. *Aluvionarea lacurilor de acumulare şi măsuri preventive.....* 258

24. Caracteristicile generale ale resurselor hidrologice din România..... 260
24.1. *Potenţialul hidrologic al cursurilor de apă* 261
24.2. *Viituri şi ape mici.....* 262
24.3. *Ape subterane freatice. Lacuri.* 265
24.4. *Aluviunile cursurilor de apă.* 265

25. Hidrologia în ecosistem..... 265
25.1. *Intervenţii modificatoare în ecosistem* 266
25.1.1. Influenţa amenajărilor agricole în BH 266
25.1.2. Influenţa acţiunii forestiere în BH 267
25.1.3. Influenţa amenajării în reţeaua hidrografică şi albii 268
25.2. *Rolul Hidrologiei în realizarea „Programului naţional de perspectivă pentru amenajarea BH din R.S.R.* 270

Anexe 271
Bibliografie 279

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Prefață

La nivelul cunoștințelor hidrologice din anul 1962, autorul a publicat un curs de Hidrologie destinat studenților în specialitatea construcții hidrotehnice și îmbunătățiri funciare.

Lucrarea prezentată acum sub titlul HIDROLOGIE, deși mai reține unele părți din acel curs, are un profil mai larg, expunînd recentele cercetări în acest domeniu.

După cum se știe, cerințele tot mai mari de apă ale societății au dat — în ultimele două decenii — un deosebit impuls cercetării regimului hidrologic al cursurilor de apă. Numeroase investigații și noi metode, rod al unor activități susținute de către organizații pe plan național și internațional, permit Hidrologiei moderne să rezolve acum probleme de o deosebită importanță pe linia progresului economic și social.

Hidrologia modernă este fundamentată pe două concepte și anume, pe sistemul determinist *și* sistemul probabilistic; *primul reflectă mecanismul formării debitelor de apă — ca un proces de la cauză la efect, cel de al doilea ca un proces stocastic. Și într-un caz și în celălalt, un anumit număr de măsurători directe asupra valorilor care intervin în acest ansamblu sînt absolut necesare în dublu scop: verificarea și corectarea conceptelor teoretice, și formarea șirurilor statistice.*

Drept urmare, lucrarea de față analizează pe deoparte, factorii cauzali și metodologiile sintezelor respective, procedeele în practica măsurătorilor, iar pe de altă parte, aspectele teoretice și practice ale sistemului probabilistic.

Conținutul lucrării este repartizat pe 25 capitole, care au fost astfel ordonate încît însușirea cunoștințelor să se facă în mod logic, adică printr-o acumulare progresivă.

Autorul speră că — prin studierea lucrării — studenții din construcții hidrotehnice, îmbunătățiri funciare ș.a. ca și inginerii din aceste specialități, vor reține bazele teoretice și posibilitățile lor de aplicare în variantele și numeroasele probleme practice în folosirea resurselor inepuizabile ale cursurilor de apă, — ei vor fi cel mai bine informați asupra valorii intrinsece a calculelor efectuate. Nu trebuie trecut cu vederea, că rezultatele exagerate într-un sens sau altul, atrag fie investiții în construcții nejustificate, fie situații deosebit de periculoase.

În această lucrare — redactată destul de concentrat — autorul a căutat să redea cît mai multe aspecte specifice Hidrologiei din țara noastră, care în ultimele două decenii au atins un nivel superior, similar cercetărilor avansate internaționale. Parte dintre aceste aspecte s-au concretizat prin consultări cu cercetătorii Institutului Meteorologic și Hidrologic (IMH); reține aci numele: dr. ing. C. Diaconu, dr. ing. V. Stănescu, dr. ing. C. Mociorniță, dr. ing. D. Lăzărescu, cărora le adresez vii mulțumiri.

Un concurs deosebit de prețios am avut din partea Catedrei de Construcții Hidrotehnice (I.C.B.) și în special din partea dr. ing. Lucian Ilie, care prin efectuarea de aplicații și verificări de redactare, mi-a ușurat această elaborare; îi adresez pe această cale, colegiale mulțumiri. —

Autorul

BCU IAȘI / CENTRAL

1.

Generalități

1.1. Volumul de apă din natură. Originea formării lui

Sub aspect fizic, apa din natură se află în trei stări: de vapori, lichidă și solidă (zăpadă, gheață). Răspîndirea cantităților de apă pe glob este evaluată după cum urmează:

— hidrosfera (mări și oceane) cu suprafață de

$F_0 = 361 \cdot 10^6$ km^2, cu volumul de apă $V_0 = 1370 \cdot 10^6$ km^3

— litosfera (continentele uscatului) cu suprafață de:

$F_u = 149 \cdot 10^6$ km^2, cu volumul de apă $V_u = 84 \cdot 10^6$ km^3

— atmosfera cu volumul de apă $V_a = 0{,}014 \cdot 10^6$ km^3

Pentru întreaga suprafață a globului

de $F = 510 \cdot 10^6$ km^2, rezultă volumul $V_g = 1454 \cdot 10^6$ km^3

Prezența acestui imens volum de apă își are originea cu mult înainte de apariția celor mai simple forme de viață pe pămînt. De fapt, în apă a luat ființă viața și ea este aceea care o menține sub formele evoluate de astăzi.

Ținînd seama de compoziția sa chimică, se poate considera că într-o anumită fază a formării planetei terestre, a intervenit o stare critică din punctul de vedere al presiunii și temperaturii, cînd, cele două gaze, hidrogenul și oxigenul, aflate în atmosferă în cantități uriașe au avut posibilitatea, sub acțiunea descărcărilor electrice, să genereze apă, fenomen fizico-chimic dovedit și prin cercetări de laborator (*Lavoisier* 1743—1794).

S-au format astfel mai întîi enorme cantități de vapori de apă care au înconjurat scoarța pămîntului, aflată sub o condiție termică ridicată. Vaporii de apă sub efectul unor răciri progresive și condiții prielnice au generat adevărate fluvii verticale de apă care în parte se evaporau și în parte se colectau în imen-

sele depresiuni ale scoarței Pământului. Acumularea necontenită a apelor a format astfel mările și oceanele în forma lor primară, cu ape mineralizate, ca urmare a încărcării lor cu săruri din rocile submerse pe traseul de colectare.

Uriașele mișcări ale scoarței — încă în evoluție — ca și apariția diferitelor faze glaciale au contribuit la modificarea morfologiei spațiilor care cuprindeau apele. Totodată, fazele glaciale au modificat starea fizică a apei pe întinse regiuni; în prezent gheața și zăpada permanentă reprezintă un volum evaluat la circa $24 \cdot 10^6$ km^3.

1.2. Științele hidrologice

Studierea, sub aspectele cele mai generale ale apelor pe toate spațiile pământului, revine unei științe de dată recentă, *Hidrologia fizică* sau *Hidrologia globală*. Prin cercetări asupra proceselor fizice generate de energia solară, ca și a proceselor din atmosferă și din scoarța terestră, această știință studiază circulația globală a apelor, a curenților din atmosferă, a curenților din hidrosferă, dinamica căldurii globale etc.

Cu mult mai înainte însă de hidrologia globală s-au conturat un număr de științe hidrologice caracteristice apelor din fiecare spațiu al planetei terestre, științe care au atins astăzi un mare grad de dezvoltare, și anume:

— *Hidrologia uscatului* sau *Hidrologia*, care se ocupă de apele de suprafață: cursuri de apă, lacuri și ape subterane de mică adîncime. În cadrul *Hidrologiei* se mai pot grupa cunoștințele specifice cursurilor de apă în așa-numita știință a *Potamologiei*, iar cele referitoare la lacuri și bălți în *Limnologie*. O știință hidrologică a apei aflate sub formă de gheață și ghețuri polare este cunoscută sub denumirea de *Criologie*;

— *Oceanografia* sau *Oceanologia*, care se ocupă cu apele mărilor și oceanelor;

— *Hidrogeologia*, care se ocupă cu apele subterane de mare adîncime ale litosferei;

— *Hidrometeorologia*, compartiment al *Meteorologiei*, care se ocupă de apele din spațiul atmosferei.

Toate aceste științe avînd obiective și metodologii proprii se situează pe planul științelor de sine stătătoare. Cu toate acestea, între ele există o interdependență și aceasta, din cauza extremei mobilități a apelor, care pot trece de la un spațiu (sau subspațiu) la altul. De asemenea, fiecare din științele enumerate mai sus trebuie să folosească unele cunoștințe de graniță, din domeniile fizicii, geofizicii, chimiei, hidraulicei, geologiei, economiei apelor, ca și de unele teorii și aplicații ale statisticii matematice.

1.2.1. Obiectivele de bază ale hidrologiei

Totalitatea apelor din natură minus cele din atmosferă care fac obiectul de studiu al Hidrologiei, se evaluează la un volum global de circa $315{,}2 \cdot 10^3$km^3, din care [1]:

— pe cursurile de apă	$1{,}2 \cdot 10^3$ km^3
— în lacuri și bălți	$230 \cdot 10^3$ km^3
— în sol ca umiditate naturală	$82 \cdot 10^3$ km^3
— apă biologică	$2 \cdot 10^3$ km^3

Avînd în vedere aceste valori globale, Hidrologia trebuie să răspundă la următoarele probleme puse de aplicația practică:

— stabilirea de bilanțuri hidrologice (precipitații atmosferice, evaporări, umidități în sol, scurgeri pe cursuri de apă) pe teritoriile componente ale continentelor (bazine hidrografice);

— determinarea volumului de apă mediu care se scurge printr-un profil transversal al cursului de apă, fracțiune din volumul global (potențial hidrologic);

— variația volumului de apă scurs pe diferite intervale calendaristice;

— stabilirea valorilor extreme ale scurgerilor pe cursuri de apă (valori maxime, valori minime);

— scurgerea aluviunilor transportate și depuse de ape;

— prognozarea volumelor și nivelurilor apelor;

— influența acțiunii umane asupra cantității și calității apelor naturale.

Sub aspectul științific obiectivele Hidrologiei se încadrează în cercetările fundamentale pentru îmbogățirea cu noi concepții și metode.

Hidrologia poate fi deci definită ca știință a naturii care studiază formarea, circulația și distribuția apelor, acțiunea lor mutuală cu mediul înconjurător și cu diverse activități umane.

Hidrologia trebuie deci să ofere datele de bază pentru punerea în valoare a puterii hidraulice a cursurilor de apă, a fertilității terenurilor agricole cu deficit de umiditate, a alimentării cu apă a centrelor populate și a industriilor, a creării de căi navigabile interioare, a apărării centrelor populate și bunurilor în contra inundațiilor, adică date fără de care nu se poate concepe un progres real al societății umane.

2.

Circulația apei pe glob

2.1. Ciclul hidrologic global

Parte din apele din atmosferă, din hidrosferă cît și cele de pe continentele uscatului, considerate ca un ansamblu, participă la un circuit închis, denumit *ciclul hidrologic global.*

În stadiul actual al cercetării se știe că în acest ciclu ia parte — pe timpul unui an mediu — un volum de apă evaluat la circa $520 \cdot 10^3$ km^3, ceea ce reprezintă numai o parte din volumul total aflat pe planeta noastră. Caracterul ciclic și repetat anual al fenomenului, asigură permanența apei și deci a vieții însăși pe pămînt.

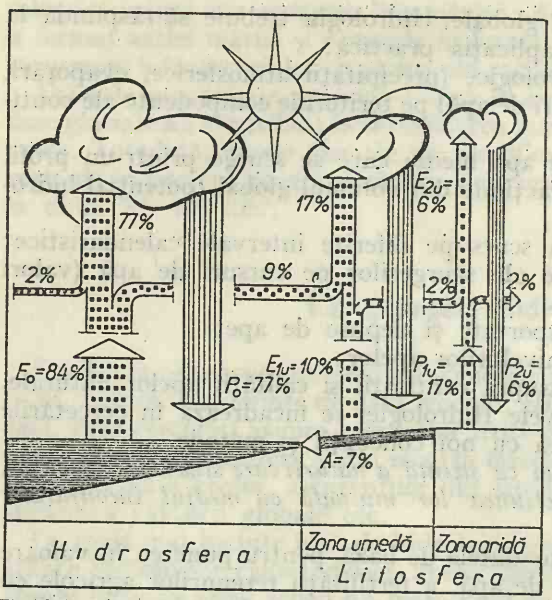


Fig .2.1. Schema circulației apei în ciclul global anual.

Întreg ciclul se datorește: energiei solare care evaporă imense cantități de apă, curenților de aer care transportă parte din vapori și gravitației pămîntului care face să precipite apele meteorice și zăpezile și să genereze mișcarea apei atît pe sol cît și în profunzimea acestuia.

În figura 2.1 se redă o schemă explicativă a modului de circulație a apei în acest ciclu cît și procentele, din volumul ciclului, aferente diferitelor spații. Explicit situația se prezintă în modul următor:

— Evaporări din spațiul hidrosferei ..... $E_0 = 84\%$
— Precipitații în spațiul hidrosferei ..... $P_0 = 77\%$
— Evaporări din spațiul litosferei, zona umedă ..... $E_{1u} = 10\%$
— Precipitații în spațiul litosferei, zona umedă ..... $P_{1u} = 17\%$
— Evaporări din spațiul litosferei, zona aridă ..... $E_{2u} = 6\%$
— Precipitații în spațiul litosferei, zona aridă ..... $P_{2u} = 6\%$
— Vapori transportați de curenți de aer din hidrosferă în litosferă 9%
— Vapori transportați din zona umedă în zona aridă 2%
— Vapori transportați din zona aridă în hidrosferă 2%

2.1.1. Bilanțuri parțiale și bilanț global

Dacă pentru fiecare spațiu se consideră cantitățile de apă care intră și acele care ies în decursul anului mediu, se obțin următoarele relații de bilanț:

— Hidrosferă

$$P_0 = E_0 + 2\% - 9\% = E_0 - 7\%; \qquad (2.1)$$

— Litosferă

zona umedă

$$P_{1u} = E_{1u} + 9\% - 2\% = E_{1u} + 7\%;$$

zona aridă (2.2)

$$P_{2u} = E_{2u} + 2\% - 2\% = E_{2u};$$

— Hidrosferă + Litosferă

$$\underbrace{P_0 + P_{1u} + P_{2u}}_{= P} = \underbrace{E_0 + E_{1u} + E_{2u}}_{= E}, \tag{2.3}$$

adică, volumul de apă precipitat (ploi + zăpadă) într-un an mediu este egal cu volumul evaporat.

Procentul $A = 7\%$ reprezintă volumul mediu de apă care iese din spațiul hidrosferei sub formă de vapori, adică volumul de apă care revine în același spațiu prin cursurile de apă din litosferă.

3.

Bazele statistico-matematice ale hidrologiei

3.1. Asigurări hidrologice experimentale (empirice)

Ca multe științe contemporane, hidrologia a adaptat pentru unele rezolvări proprii o parte din teoria statistică-matematică îndeosebi calculul de probabilitate. Adaptarea aceasta s-a dovedit necesară datorită faptului că în stadiul actual al acestei științe, nu există posibilitatea de a se soluționa o serie de probleme practice folosind numai metodologia pur deterministă, adică relații cantitative între cauză și efect.

Prin admiterea ipotezei că o serie de factori hidrologici au caracterul variabilelor aleatorii, calculul de probabilitate s-a dovedit deosebit de util în procesul de cunoaștere al acestor factori.

3.1.1. Cazul asigurărilor factorului unic

Dacă un factor hidrologic X considerat aleatoriu este măsurat la fiecare „interval de timp" Δt în care se produce, se poate obține un șir *statistic* cu n *elemente* și anume

$$X_1,\ X_2,\ X_3,\ \ldots,\ X_{m-1},\ X_m,\ \ldots,\ X_n,$$

unde fiecare element are frecvența relativă $f = \frac{1}{n} < 1$. Deoarece frecvența relativă poate fi echivalentă cu probabilitatea elementară p, aceasta înseamnă

că fiecare element are aceeași probabilitate de a se realiza; totalitatea acestor probabilități elementare, adică suma lor va fi evident:

$$\sum_{m=1}^{m=n} p_m = 1 \text{ sau în procente } \sum_{m=1}^{m=n} p_m\% = 100. \tag{3.1}$$

Probabilitatea de a se realiza indiferent care din elementele șirului este caracterizată prin cifra 1, respectiv 100%.

Dacă cele n elemente experimentale se ordonează după mărime, înscriindu-se în dreptul fiecăruia probabilitatea sa, adică:

$$\begin{array}{l} X = \left| \begin{array}{c} X_1 > X_2 > X_3 \ldots X_{m-1} > X_m \ldots X_n \end{array} \right. \\ p = \left| \begin{array}{c} \frac{1}{n} \quad \frac{1}{n} \quad \frac{1}{n} \ldots \frac{1}{n} \quad \frac{1}{n} \ldots \frac{1}{n} \end{array} \right. \end{array} \tag{3.2}$$

și dacă elementele sînt *independente* (una nu condiționează pe alta) — în sens matematic denumite *incompatibile* — apar două categorii de probabilități. Prima este probabilitatea totală de egalare sau depășire Π_m numită în hidrologie *asigurarea empirică de depășire* a elementului X_m și exprimată prin însumarea parțială a probabilităților:

$$\Pi_m = \sum_{m=1}^{m=m} p_m = \frac{m}{n}; \text{ sau în procente } \Pi_m\% = \sum_{m=1}^{m=m} p_m\% = 100\,\frac{m}{n}. \tag{3.3}$$

Cea de a doua este probabilitatea totală de egalare sau nedepășire a elementului X_m, numită *asigurarea empirică de nedepășire* formulată prin însumarea:

$$\dot{\Pi}_m = \sum_{m=m}^{m=n} p_m = \frac{n-m}{n} \text{ sau în procente } \dot{\Pi}\% = \sum_{m=m}^{m=n} p_m\% = 100\,\frac{n-m}{n}. \tag{3.4}$$

În conformitate și cu relația (3.1) va exista egalitatea

$$\Pi_m + \dot{\Pi}_m = 1 \text{ respectiv } \Pi_m\% + \dot{\Pi}_m\% = 100 \tag{3.5}$$

pentru șiruri cu număr mare de elemente.

Se observă că probabilitatea elementară p_m depinde de numărul de elemente n; în scopul comparării cu alte mărimi de șiruri, este necesar să se elimine sau să se micșoreze ponderea numărului de elemente. În acest scop se folosește frecvent formula *Weibull:*

$$\Pi_m = \frac{m}{n+1}, \text{ respectiv } \dot{\Pi}_m = 1 - \Pi_m = 1 - \frac{m}{n+1}. \tag{3.6}$$

Asigurarea de depășire a unui element cuprins în intervalul X_m și X_{m+i} va fi:

$$\Pi = \sum_{m=m}^{m+i} p_m = \frac{m+i}{n} - \frac{m}{n} = \frac{i}{n}, \text{ respectiv } \Pi = \frac{i}{n+1} \text{ (după Weibull)}$$

$$i = 1,\ 2 \ldots (n-m).$$

Pentru a se da un sens mai concret noțiunii de asigurare, aceasta se înlocuiește frecvent cu așa-numita *perioadă de repetare*. Corespondența dintre cele două noțiuni devine posibilă dacă fiecare element al șirului se realizează o

singură dată în *intervalul de timp* Δt mai sus-menționat, propriu factorului hidrologic studiat.

Considerînd asigurarea de depășire $\Pi_m\%$ a elementului X_m, se poate scrie

$$\Pi_m\% = \frac{\Pi_m}{100} = \frac{1}{100/\Pi_m}.$$

Aceste relații arată că din 100 de elemente realizate, elementul X_m a fost depășit de Π_m ori, respectiv din $100/\Pi_m$ elemente. X_m a fost depășit o singură dată.

Deoarece numărul de elemente este același cu numărul de intervale de timp Δt, se poate considera că elementul X_m a fost depășit o singură dată din $100/\Pi_m$ intervale de timp. Cu notația următoare:

$$T_m = \frac{100}{\Pi_m\%} \tag{3.7}$$

se ajunge la noțiunea de perioadă de repetare, respectiv la numărul de intervale de timp la care elementul este depășit sau cel mult egalat o singură dată.

Perioada de repetare în hidrologie poate fi exprimată în ani, trimestre, luni, dacă valorile elementelor nu se influențează reciproc de la un interval la altul.

Un raționament analog conduce la formula următoare pentru perioada de repetare a asigurărilor de nedepășire:

$$\dot{T}_m = \frac{100}{\dot{\Pi}_m\%} = \frac{100}{100 - \Pi_m\%}. \tag{3.8}$$

În tabelul 3.1 sînt date asigurările hidrologice și perioadele de repetare corespunzătoare, pentru cazurile uzuale din proiectarea construcțiilor hidrotehnice. Asigurările valorilor minime pot fi exprimate în ambele categorii, de preferat însă în asigurări de depășire.

Tabelul 3.1

Asigurări și perioade de repetare

În sensul valorilor maxime ale elementelor șirului statistic								
$\Pi\%$	0,01	0,1	1	2	5	10	20	50
$T = \frac{100}{\Pi\%}$ ani	10 000	1 000	100	50	20	10	5	2
În sensul valorilor minime ale elementelor șirului statistic								
$\Pi\%$	50	80	90	95	98	99		
$\dot{\Pi}\%$	50	20	10	5	2	1		
$\dot{T} = \frac{100}{\Pi\%} = \frac{100}{100-\Pi\%}$ ani	2	5	10	20	50	100		

Mărimea perioadei de repetare afectată elementului X_m trebuie înțeleasă ca o mărime medie, iar nu în sensul că în mod cronologic la fiecare perioadă se va realiza elementul menționat. Este posibil ca într-o suită de perioade să nu apară valoarea lui, iar în altele să apară de mai multe ori.

Calculul de probabilitate oferă posibilitatea de a calcula probabilitatea p_0 ca valoarea lui X_m să fie depășită cel puțin o dată la începutul a τ intervale de timp din totalul perioadei de repetare de T intervale Δt, unde $\tau < T$. Formula de calcul este:

$$p_0 = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{\tau}. \tag{3.9}$$

De exemplu, dacă pentru un element X_m, perioada de repetare este $T = 100$ și se impune $\tau = 10$, se obține:

$$p_0 = 1 - \left(1 - \frac{1}{100}\right)^{10} = 1 - \left(\frac{99}{100}\right)^{10} = 0{,}10 = 10\%,$$

adică — în condiția de mai sus — există o probabilitate de 10% ca valoarea lui X_m să fie cel puțin o dată depășită în primele τ intervale. Din punct de vedere economic această situație poate reprezenta un *risc*. Dacă eventual se urmărește micșorarea riscului se va alege un alt element X_m cu o perioadă de repetare corespunzătoare formulei (3.9).

3.1.2. Cazul asigurărilor complexe

Unele procese hidrologice avînd în structura lor mai mulți factori aleatori, *independenți* între ei sau cu o slabă legătură, pot — sub aspect probabilistic — să prezinte un deosebit interes practic. Se pune problema determinării asigurării procesului în ansamblul lui cînd intervin asigurările individuale ale fiecărui factor component.

Un caz frecvent în hidrologie al asigurărilor experimentale complexe este acela în care intervin doi factori cu același număr de elemente. Cele două șiruri statistice ale rezultatelor măsurătorilor fiind

$$\begin{matrix} X_1 & X_2 & X_3 & \dots & X_m & \dots & X_n \\ Y_1 & Y_2 & Y_3 & \dots & Y_j & \dots & Y_n \end{matrix} \tag{3.10}$$

se poate construi pentru fiecare, graficul probabilităților elementare (fig. 3.1, *a*) în formă de scară, alegînd intervale ΔX și ΔY convenabile. În abscisa graficului se va trece probabilitatea ca raport între numărul de elemente cuprinse în fiecare interval și numărul total de elemente ale șirului, adică frecvența relativă.

Deoarece șirurile sînt *independente* ca și elementele lor, probabilitatea elementară complexă p_{X_m, Y_j} va fi în cazul simultaneității:

$$p_{X_m, Y_j} = p_{X_m} \cdot p_{Y_j}, \tag{3.11}$$

unde p_{X_m} și p_{Y_j} sînt probabilitățile elementare ale celor doi factori.

Asigurarea va fi însumarea probabilităților (3.11) adică asigurarea de depășire $|\Pi|$,

$$|\Pi| = \sum_{m=m}^{n} \sum_{j=}^{n} p_{X_m} \cdot p_{Y_j}. \tag{3.12}$$

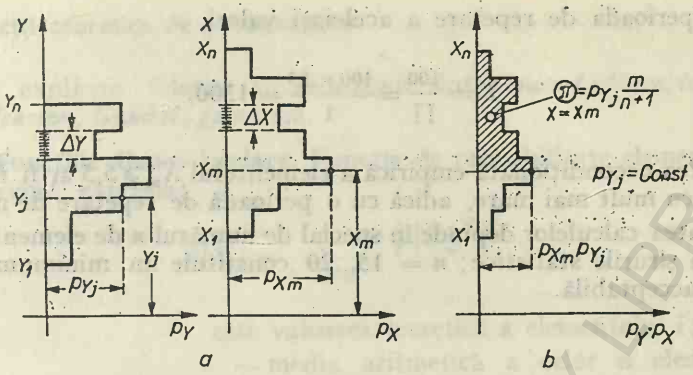


Fig. 3.1. Asigurarea complexă:
a — graficul în scară al probabilităților elementare (frecvențe); *b* — asigurarea condiționată.

Un caz particular al relației (3.12) mai des folosit este acela al *asigurării condiționate*, în care se cere asigurarea de depășire a unui factor X_m în funcție de un element dat $Y = Y_j$, avînd probabilitatea elementară p_{Yj}. Formula de calcul va fi:

$$\prod_{X=X_m} = p_{Yj} \sum_{m=m}^{n} p_{Xm}.$$

Deoarece însumarea probabilităților elementare ale lui X sînt asigurări, conform cu (3.6), se poate scrie

$$\prod_{X=X_m} = p_{Yj} \cdot \frac{m}{n+1}. \qquad (3.13)$$

Modelul grafic de calcul al acestui fel de asigurare este redat în figura 3.1, *b* iar exemplul de mai jos ilustrează aplicarea pentru un caz numeric cu $n = 16$ (considerat ca un caz admisibil de limită inferioară pentru numărul de termeni). În figura 3.2 s-au reprezentat prin puncte perechile de valori (X_m, Y_j) unde se vede că împrăștierea mare a punctelor nu indică posibilitatea unei condiționări a elementelor X_m cu Y_j. Prin natura lor se admite că elementele aceluiași factor nu se condiționează. Graficele de frecvență relativă, respectiv probabilitățile elementare p_{Xm} și p_{Yj} sînt figurate pe axele de coordonate. Dacă se cere asigurarea de depășire a elementului $X_m \geq 5{,}5$ condiționat de valoarea $Y_j = 4{,}5$ cu probabilitatea elementară $p_{Yj} = 3/16$, această asigurare va fi conform formulei (3.13):

$$\prod_{X_m \geq 5{,}5} = \frac{3}{16} \cdot \frac{7}{16+1} = \frac{21}{272} = \frac{1}{13},$$

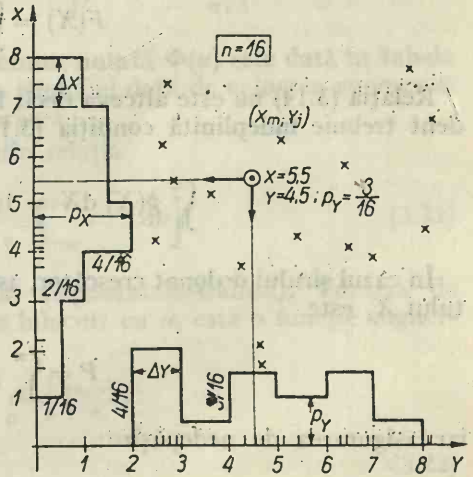


Fig. 3.2. Reprezentarea grafică a lipsei corelației.

respectiv perioada de repetare a aceleiaşi valori,

$$T = \frac{100}{\Pi} = \frac{100 \times 13}{1} = 1300.$$

Asigurarea necondiţionată empirică a elementului $X_m \geq 5{,}5$ ar fi fost numai 7/17, deci cu mult mai mare, adică cu o perioadă de repetare de numai 243.

Exactitatea calculelor depinde în special de numărul n de elemente din care se compun şirurile statistice; $n = 15...20$ constituie un minimum pentru o rezolvare acceptabilă.

3.2. Bazele extrapolării asigurărilor empirice (perioadelor de repetare)

Atingerea perioadelor de repetare extreme indicate în tabelul 3.1, necesare proiectării construcţiilor hidrotehnice, nu este posibilă deoarece implică existenţa unor şiruri statistice cu elemente măsurate extrem de numeroase. Numai în puţine cazuri sînt disponibile măsurători pentru factori, de exemplu cu apariţie anuală, în număr de 90...100, cu care să se poată ajunge la asigurări de 1%, respectiv la o perioadă de repetare de 100 ani. În general şirul statistic nu depăşeşte 40...50 de elemente.

În această situaţie se recurge la calculul de probabilitate, prin care se poate efectua extrapolarea şirurilor statistice scurte, elementele acestora constituind suportul practic al formulelor teoretice folosite. Aceasta înseamnă că şirul statistic permite să se determine parametrii de care sînt afectate formulele de extrapolare, cu ajutorul funcţiilor continue de probabilitate $p(X)$ şi al funcţiilor de repartiţie sau de asigurare $F(X)$. Între aceste două expresii există relaţia de bază:

$$F(X) = \int p(X)\, dX. \tag{3.14}$$

Relaţia (3.14) nu este altceva decît forma generalizată a relaţiei (3.3) şi evident trebuie îndeplinită condiţia (3.1), adică:

$$\int_0^\infty p(X)\, dX = 1, \text{ respectiv } 100\%. \tag{3.15}$$

În cazul şirului ordonat crescător, asigurarea teoretică de depăşire a elementului X_i este

$$P = \int_{X_i}^\infty p(X)\, dX, \tag{3.16}$$

iar asigurarea de nedepăşire:

$$\dot{P} = 1 - P = \int_0^{X_i} p(X)\, dX. \tag{3.17}$$

3.2.1. Funcții teoretice de probabilitate

Funcțiile explicite folosite în hidrologie sînt: *Gauss-Laplace, logaritmică normală, Pearson, Gumbel, gama* ș.a.

3.2.1.1. **Funcțiile Gauss-Laplace.** Funcția de probabilitate elementară este simetrică avînd expresia:

$$p(X_i) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\,\sigma} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{X_i - \overline{X}}{\sigma}\right)^2}, \tag{3.18}$$

unde X_i este valoarea teoretică a elementului i;

$\overline{X}$ — media aritmetică a celor n elemente ale șirului statistic;

σ^2 — dispersia sau varianța;

$\sigma = \sqrt{\dfrac{\sum_{m=1}^{n} (X_m - \overline{X})^2}{n-1}}$ — abaterea medie pătratică (abatere tip) a șirului statistic $X_1, X_2, ..., X_m, ..., X_n$.

Cu ajutorul formulei

$$Y_m = \frac{X_m - \overline{X}}{\sigma} \tag{3.19}$$

se mai poate calcula un șir de elemente Y_m transformate (abatere normală) cu valoarea medie egală cu zero și dispersia egală cu 1.

Funcția de asigurare de depășire P, în care X_i este înlocuit prin variabila u_i este:

$$P(u_i) = \frac{1}{2}\left[1 - \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-u_i}^{+u_i} e^{-u^2}\,du\right]; \quad u_i = \frac{X_i - \overline{X}}{\sigma\sqrt{2}}, \tag{3.20}$$

unde expresia din paranteză cu semnul minus, notată $\Phi(u)$ este dată în tabela din *Anexa I*, în funcție de variabila u_i, la rîndul ei dată de valoarea cunoscută a lui X_i pentru care se calculează asigurarea.

Asigurarea de nedepășire P rezultă din relația

$$P(u_i) = \frac{1}{2}\left[1 + \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-u_i}^{+u_i} e^{-u^2}\,du\right]. \tag{3.21}$$

3.2.1.2. **Funcțiile logaritmice normale (lognormală-Gàlton).** Funcția de probabilitate elementară în care X_i este înlocuit cu u_i este o funcție lognormală:

$$p(u_i) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\,\sigma_u} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{u_i - \overline{u}}{\sigma_u}\right)^2};$$

unde (3.22)

$$u_i = \log\left(\frac{X_i}{\overline{X}} - a\right)$$

și este tot o funcție Gauss-Laplace obținută însă printr-o schimbare de variabilă, în scopul de a o face în X nesimetrică. Inițial formula a fost propusă cu $a = 0$, dar ulterior s-a îmbunătățit admițînd

$$a = \frac{\min X_i}{\bar{X}}.$$

Bineînțeles că $\bar{u}$ și σ_u sînt parametrii valorilor u_i obținute prin transformarea menționată.

Funcțiile de asigurare se pot calcula după modelul formulelor (3.21) și (3.22) astfel:

$$P(Z_i) = \frac{1}{2}\left[1 - \frac{1}{\sqrt{\pi}}\int_{-Z_i}^{+Z_i} e^{-Z^2}\,dZ\right]; \quad \dot{P} = 1 - P, \tag{3.23}$$

unde, după același procedeu ca mai sus, există relația:

$$Z_i = \frac{u_i - \bar{u}}{\sigma_u\sqrt{2}}. \tag{3.24}$$

Mersul calculului de îndată ce se dă valoarea X_i a cărui asigurare trebuie determinată, cere mai întîi formularea unui nou șir statistic prin logaritmarea elementelor X_m ale șirului empiric inițial; șirul astfel obținut se transformă într-un alt șir.

Chow T. V. [2] a calculat și redat în tabele valorile (abateri normale):

$$t = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma}, \tag{3.25}$$

în funcție de coeficientul de asimetrie C_s și de parametrii funcției de asigurare lognormală și anume de coeficientul de variație $C_{v,z}$ a șirului format cu elementele $Z_m = X_m - a \cdot \bar{X}$ și de abaterea medie pătratică σ_u corespunzătoare șirului în u obținut prin logaritmarea șirului inițial în X. Detalii de calcul în [3].

3.2.1.3. **Funcțiile Pearson (tip III).** Funcția de probabilitate elementară este o distribuție de tip *gama* avînd în structură o funcție putere și o funcție exponențială [4], adică:

$$p(X) = \frac{\beta^\alpha}{\Gamma(\alpha)} \cdot X^{\alpha-1} \cdot e^{-\beta X}; \quad X > 0, \tag{3.26}$$

unde α, β sînt parametri, care se pot calcula din șirul statistic al elementelor empirice în funcție de momentele centrale de ordinul doi și trei [5]. Valorile funcției $\Gamma(\alpha)$ sînt date în tabele.

Funcția (3.26) este asimetrică și cu o mare posibilitate de adaptare la diferite cazuri hidrologice. În figura 3.3 se reprezintă pentru exemplificare curbele funcției pentru $\alpha = 0;\ 1;\ 3$ și $\beta = 1$.

Funcția de asigurare de depășire se calculează cu relația (3.16).

Practica de calcul înlocuiește parametrii α și β prin *coeficientul de variație* C_v și *coeficientul de asimetrie* C_s, care se determină din șirul statistic cu formulele:

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{m=1}^{n} (K_m - 1)^2}{n-1}}; \quad C_s = \frac{\sum_{m=1}^{n} (K_m - 1)^3}{nC_v^3};$$

$$K_m = \frac{X_m}{\overline{X}}; \quad \sigma_m = \overline{X} \cdot C_v \qquad (3.27)$$

$$m = 1, 2, 3 \ldots n.$$

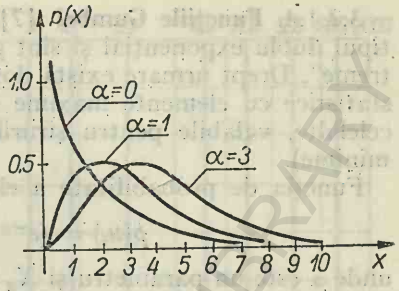


Fig. 3.3. Graficul funcției $p(X)$ pentru diferite valori ale parametrilor α.

Funcția de asigurare este prelucrată, pentru o aplicare comodă, de către *Foster-Rîbkin* și *Kriți-Menkel.*

Primii au calculat și tabelat valorile F ale funcției pentru coeficientul de variație $C_v = 1$ și diverse valori C_s, corespunzătoare diferitelor asigurări. În această condiție există relația:

$$X_t = (1 + C_v F)\,\overline{X}, \qquad (3.28)$$

unde X_t este valoarea teoretică a elementului, corespunzătoare funcției F, aceasta la rîndul ei, funcție de asigurare (în procente în tabelul respectiv).

Tabelul *Foster-Rîbkin* cuprinde valorile F atît pentru asigurări de depășire (0,01...50), cît și de nedepășire (50...99,9) — *Anexa II.*

Deși prelucrările sînt elaborate pentru valori ale coeficientului de asimetrie $C_s = 0...2{,}4$, trebuie observat că în puține cazuri există un șir statistic suficient de numeros ($n > 100$) în care să se calculeze cu exactitatea necesară acest coeficient. De cele mai multe ori se admite relația

$$C_s = \alpha C_v \qquad (3.29)$$

unde $\alpha = 2...4$, caz în care se pot folosi și tabelele *Kriți-Menkel.*

Influența lui C_s asupra raportului $K_t = X_t/\overline{X}$ [6] se vede din figura 3.4.

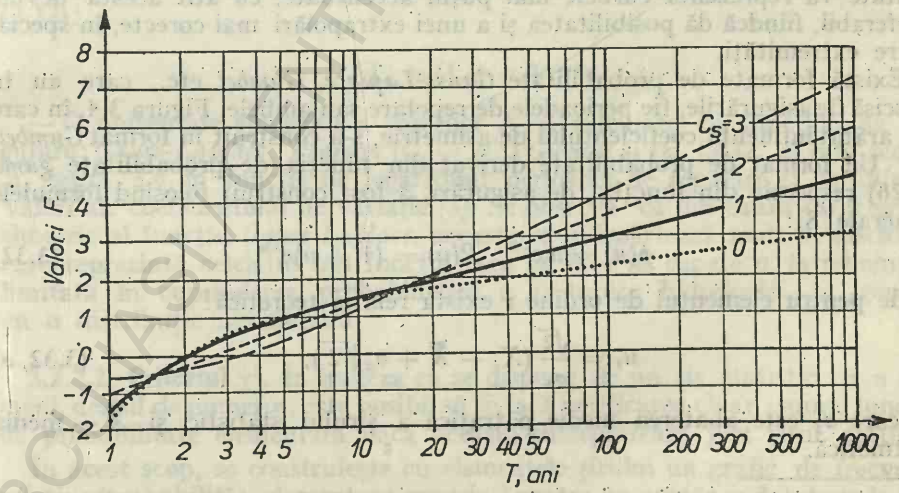


Fig. 3.4. Influența coeficientului de asimetrie asupra valorii asigurate [6].

3.2.1.4. **Funcțiile Gumbel** [7]. Structura acestor funcții continue este de tipul dublu exponențial și sînt generate pe baza „legii limită a valorilor extreme". Drept urmare există două categorii de funcții, unele aplicate șirurilor statistice cu elemente maxime (debite maxime) ale factorului considerat și celelalte, valabile pentru șirurile statistice cu elemente minimale * (debite minime).

Funcția de probabilitate a elementelor *maximale* se prezintă sub forma:

$$p(u_i) = (e^{-u_i})^{-e^{-u_i}}; \quad u_i = \alpha(X_i - X_d), \tag{3.30}$$

unde α este un parametru și X_d — valoarea dominantă a distribuției elementelor șirului.

Funcția de asigurare de depășire rezultată din integrarea relației (3.30) este:

$$P(u_i) = 1 - e^{-e^{-u_i}}, \tag{3.31}$$

care prin prelucrare pentru aplicații practice conduce la aceeași relație (3.28). Valorile lui F pentru elemente anuale sînt redate în *Anexa III* în funcție de perioada de repetare T, în ani.

3.2.2. Procedee de verificare a asigurărilor teoretice

3.2.2.1. **Formate de probabilitate.** Un criteriu de verificare a uneia sau alteia din funcțiile de asigurare admisă constă în confruntarea asigurărilor calculate cu asigurările empirice determinate din șirul statistic. Această confruntare este util a se efectua pe cale grafică, deoarece astfel apar și posibilități de rectificare. Dar reprezentarea grafică a punctelor $(\prod_m; X_m)$ și a curbei $F(X)$ trebuie realizată într-un sistem de axe (asigurări — valori ale elementelor) astfel încît curba să se apropie cît mai mult de o dreaptă și în același timp axa (orizontală) a asigurărilor să cuprindă valorile indicate în tabelul 3.1.

Se construiesc așa-numite formate de probabilitate pentru fiecare funcție de asigurare, dar se pot folosi pentru oricare alta. Cu cît un format de probabilitate va reprezenta curbele mai puțin accentuate, cu atît acesta devine preferabil, fiindcă dă posibilitatea și a unei extrapolări mai corecte, în special către extremități.

Există formate de probabilitate *Gauss-Laplace*, *Gumbel* etc., care au în abscisă fie asigurările, fie perioadele de repetare sau ambele. Figura 3.4, în care s-a arătat influența coeficientului de asimetrie, s-a construit în format *Gumbel*.

Un format de probabilitate derivat din funcția de probabilitate *gama* (3.26) respectiv din funcția de asigurări, a fost construit folosind formulele generale [8]:

$$p(u) = u\,e^{-u}; \quad P(u) = (1 + u)e^{-u}, \tag{3.32}$$

unde pentru elementul de ordine i există relația teoretică:

$$u_i = \frac{\sqrt{2}}{\sigma_x}(X_i - \overline{X} + \sigma_x\sqrt{2}), \tag{3.32, a}$$

în care σ_x este abaterea medie pătratică a șirului statistic și $\overline{X}$ — media aritmetică.

---

* Pentru elemente minimale a se vedea funcția dată la § 20.3.

Un astfel de format este redat în figura 3.5, în care ordonatele corespund valorilor lui X_t, respectiv X_m, iar în abscisă: variabila dependentă u_t, asigurările și perioadele de repetare, la scări corespunzătoare.

Variabila u_t este liniar dependentă de X_t, ceea ce permite o construcție a dreptei prin cele două puncte:

$$X_t = 0 \rightarrow u_t = \sqrt{2}\left(\sqrt{2} - \frac{\bar{X}}{\sigma_x}\right);$$

$$X_t = \bar{X} \rightarrow u_t = 2.$$

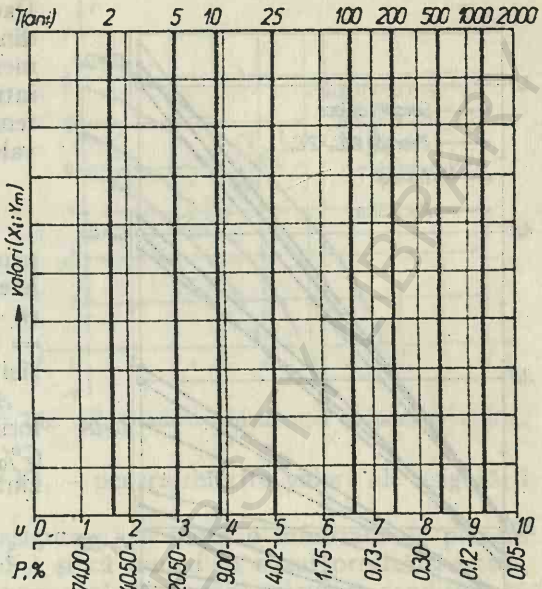


Fig. 3.5. Format de probabilitate derivat din funcția gama.

Dacă în apropierea acestei drepte se situează convenabil punctele X_m cu asigurările empirice $\prod_m$, rezultă o bună concordanță între curba teoretică (3.32, *a*) și domeniul empiric. O astfel de concordanță permite o extrapolare suficient de precisă.

Dacă concordanța nu este satisfăcătoare înseamnă că trebuie aleasă o altă curbă teoretică, care practic poate fi obținută direct prin trasare prin punctele empirice.

Pentru transformarea asigurărilor empirice $\prod_m$ — operație necesară la prezentarea punctelor — în variabila u_m, se dă în *Anexa IV* un tabel în funcție de numărul $n = 10 \ldots 30$, al elementelor din șirul statistic, obținut din relația (3.32):

$$\prod_m = (1 + u_m)\, e^{-u_m}.$$

— O prezentare sinoptică a valorilor $X_t/\bar{X}$ calculate cu funcțiile de asigurare: *Gauss-Laplace*, *Pearson* ($C_s = 2C_v$) *Gumbel* și *rel.* (*3.32, a*) este redată în figura 3.6 în funcție de logaritmul perioadei de repetare și de diferite valori ale coeficientului de variație [3]. Se observă că din cauza caracterului simetric al funcției *Gauss-Laplace*, aceasta se îndepărtează mult de fasciculul care reprezintă celelalte trei funcții, ceea ce face să capete o întrebuințare limitată în cuprinderea probabilistică a factorilor hidrologici, în general cu o distribuție nesimetrică.

3.2.2.2. **Criteriul χ^2.** În ipoteza că se dispune de un șir statistic cu n termeni, destul de numeros, este posibil să se facă verificarea chiar asupra funcției de probabilitate elementară dacă aceasta interpretează just șirul statistic.

În acest scop, se construiește cu elementele șirului un grafic de frecvențe relative (probabilități elementare empirice) pentru un număr m de intervale ΔX.

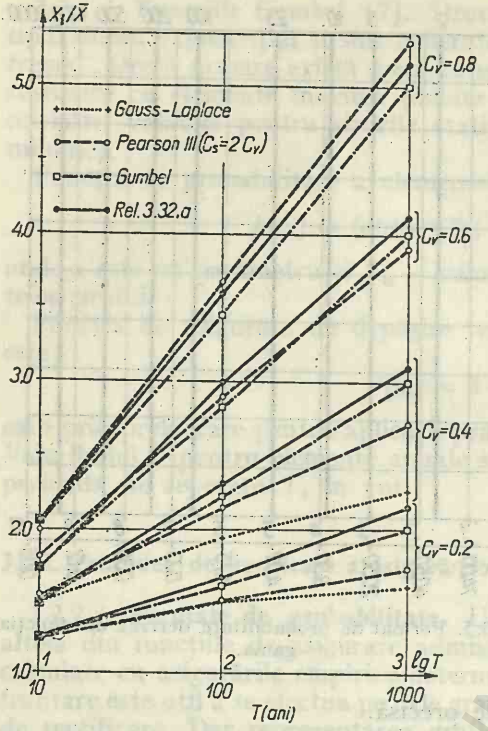


Fig. 3.6. Situația curbelor de asigurare în funcție de perioada de repetare și C_v.

Dacă f_i este media frecvențelor dintr-un interval și X_i valoarea elementului corespunzător frecvenței, introducînd această valoare în funcția teoretică supusă verificării se obține valoarea teoretică p_i. Expresia:

$$\chi^2 = \sum \frac{(f_i - p_i)^2}{p_i} \qquad (3.33)$$

(suma referindu-se la toate intervalele ΔX) dă împreună cu numărul $(n - 1)$, gradul de încredere $G\% = 1 \ldots 99$ asupra valabilității funcției alese.

Anexa V cuprinde tabelul cu valorile lui χ^2 în funcție de mărimea $G\%$ și numărul $(n - 1)$ care reprezintă așa-numitele grade de libertate.

3.2.3. Asigurarea bidimensională teoretică

Asigurarea bidimensională de depășire în sensul ecuației 3.12 este dată de relația:

$$P(X, Y) = \int_{X_1}^{\infty} \int_{Y_1}^{\infty} p(X, Y)\, dX\, dY, \qquad (3.34)$$

unde $p(X, Y)$ este funcția de probabilitate elementară bidimensională cu condiția

$$\int_0^{\infty} \int_0^{\infty} p(X, Y)\, dX\, dY = 1, \qquad (3.35)$$

X și Y fiind cei doi factori hidrologici reprezentați fiecare prin șirul lor statistic, factori care pot sau nu, să aibă un grad de legătură între ei (să existe o corelație).

În acest caz general se dispune pe plan teoretic pentru rezolvare, numai de funcțiile *Gauss-Laplace* și transformatele acesteia în funcții lognormale [3].

Pentru situații mai des întîlnite — cînd cei doi factori sînt *incompatibili* (nu există o corelație) — formulele de mai sus devin:

$$P(X, Y) = \int_{X_1}^{\infty} \int_{Y_1}^{\infty} p(X) \cdot p(Y)\, dX\, dY, \qquad (3.36)$$

unde $p(X)$ și $p(Y)$ sînt funcțiile de probabilitate separate ale fiecărui factor.

Folosind funcțiile de tip *gama* cu variabilele u și v, unde

$$u = \frac{\sqrt{2}}{\sigma_X}(X - \bar{X} + \sigma_X\sqrt{2}); \quad v = \frac{\sqrt{2}}{\sigma_Y}(Y - \bar{Y} + \sigma_Y\sqrt{2}) \qquad (3.37)$$

relația (3.36) ia forma concretă

$$P(u, v) = \int_{u_1}^{\infty}\int_{v_1}^{\infty} u\, e^{-u} \cdot v\, e^{-v}\, du\, dv = \begin{cases} u = u_1 \\ v = v_1 \end{cases}$$

$$= (1 + u_1)(1 + v_1)\, e^{-u_1} \cdot e^{-v_1} \qquad (3.38)$$

σ_X și σ_Y fiind abaterile medii pătratice ale celor două șiruri de elemente, iar $\overline{X}$ și $\overline{Y}$ mediile aritmetice ale elementelor respective.

Pentru efectuarea unui calcul rapid se redă în figura 3.7 un grafic al valorilor u și v (cu ajutorul relațiilor 3.37 se poate trece fără dificultate la valorile X, respectiv Y), — pentru diferite valori ale asigurării de depășire.

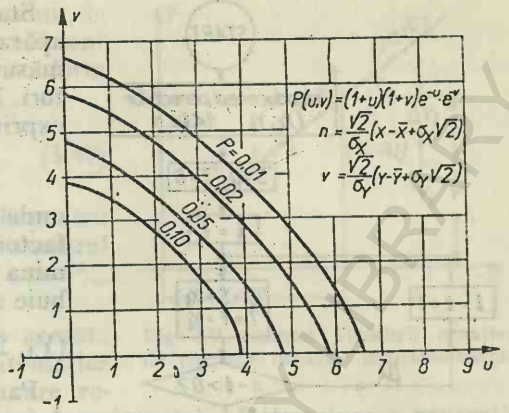


Fig. 3.7. Graficul dependenței variabililor u și v.

Se observă că pentru aceeași asigurare, se obțin o infinitate de perechi de valori (u_1, v_1), respectiv (X_1, Y_1) și că numai în cazul precizării uneia, se poate obține o valoare unică pentru cealaltă (caz de asigurare condiționată monodimensională).

De exemplu, dacă pentru asigurarea de 0,01 se dă $u_1 = 3{,}0$, rezultă după grafic $v_1 = 4{,}8$; aceasta înseamnă că de fapt a fost dată valoarea lui X_1 scoasă din relația

$$3{,}0 = \frac{\sqrt{2}}{\sigma_X}(X_1 - \overline{X} + \sigma_X\sqrt{2}), \text{ respectiv } X_1 = \sigma_X\left(\frac{3{,}0}{\sqrt{2}} - \sqrt{2}\right) + \overline{X}$$

și s-a obținut valoarea lui Y_1 din

$$4{,}8 = \frac{\sqrt{2}}{\sigma_Y}(Y_1 - \overline{Y} + \sigma_Y\sqrt{2});\ Y_1 = \sigma_Y\left(\frac{4{,}8}{\sqrt{2}} - \sqrt{2}\right) + \overline{Y}.$$

În mod normal se dă valoarea lui X_1 și apoi se calculează variabila u_1, după care se obține prin graficul din figura 3.7 valoarea lui v_2, respectiv Y_2 — pentru o asigurare dată.

3.3. Corelații

În studiul legăturilor cantitative între diverși factori hidrologici, corelațiile joacă un rol important, deoarece permit exprimarea analitică sau grafică a legăturilor prin mijloace relativ simple.

Corelațiile sînt cu atît mai justificate, cu cît ele se referă la legătura dintre factorul efect și factorul sau factorii cauzali. În această concepție, interdependența capătă un aspect determinist, deci mai puțin formal sau probabilistic.

Cu toate acestea se pot stabili corelații sau legături analitice și între factori, care nu au atribute directe de cauză și efect.

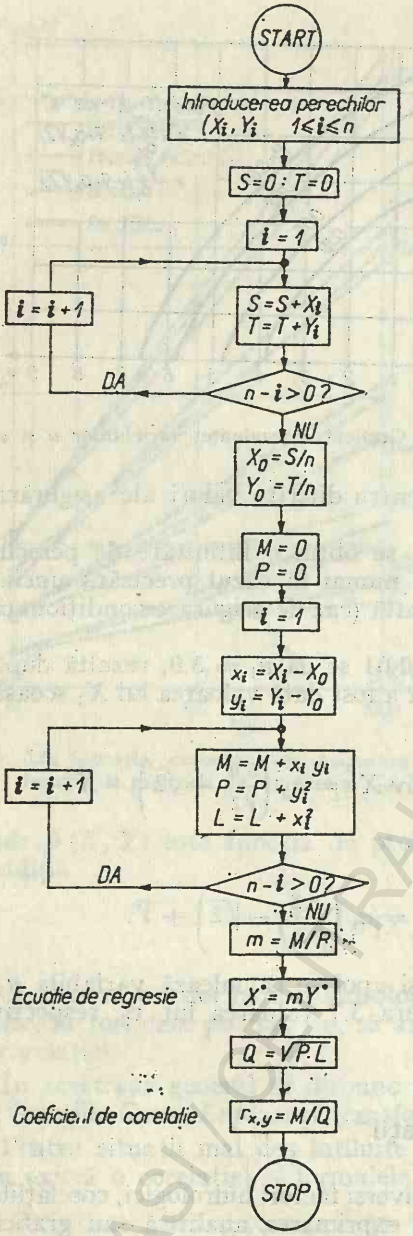


Fig. 3.8. Schema logică a calculului parametrilor corelației liniare bidimensionale.

Stabilirea unei corelații presupune neapărat existența unor valori obținute prin măsurători, a celor două categorii de factori. Dacă de exemplu legătura poate fi exprimată prin expresia

$$Y = a + bX + cZ,$$

unde Y este factorul efect, iar X și Z factorii cauză, atunci, pentru a determina valorile parametrilor a, b și c, trebuie să se dispună de setul de valori:

$$(Y_1, X_1, Z_1); (Y_2, X_2, Z_2) \ldots (Y_n, X_n, Z_n).$$

Parametrii b și c exprimă de fapt ponderea cu care intervine fiecare factor cauzal în procesul formării efectului.

3.3.1. Corelația liniară

3.3.1.1. **Coeficientul de corelație.** În situația în care factorul efect Y și factorul cauză X sînt cunoscuți prin setul de valori experimentale:

$$(Y_1, X_1); (Y_2, X_2) \ldots (Y_i, X_i) \ldots (Y_n, X_n)$$

și cu notația $\overline{Y}$ și $\overline{X}$ a mediei aritmetice a fiecărei categorii, coeficientul de corelație $\rho_{Y,X}$, conform justificării din statistica matematică, va rezulta din expresia:

$$\rho_{Y,X} = \frac{\sum_{i=1}^{n} (X_i - \overline{X})(Y_i - \overline{Y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n} (X_i - \overline{X})^2 \sum_{1}^{n} (Y_i - \overline{Y})^2}}; \quad -1 < \rho_{X,Y} < 1. \qquad (3.39)$$

Acest coeficient exprimă măsura în care cei doi factori sînt dependenți, respectiv valabilitatea corelației; o corelație hidrologică se consideră valabilă dacă în valoare absolută coeficientul de corelație depășește $|0{,}70|$.

Pentru un număr mic de valori ($n = 10 \ldots 15$), calculul coeficientului se efectuează pe formate cu coloane, care cuprind elementele formulei (3.39). În general, pentru valori numeroase este preferabilă folosirea calculatorului electronic prin schema logică din figura 3.8.

După *Pearson*, eroarea coeficientului de corelație ε este funcție de acest coeficient și de numărul n al termenilor, conform formulei:

$$\varepsilon = \frac{0{,}67\,(1-\rho^2)}{\sqrt{n}} \leqslant \frac{\rho}{6}. \qquad (3.40)$$

Din condiția de mai sus, de exemplu pentru coeficientul de corelație $\rho_{X,Y}=0{,}80$ și numărul termenilor $n = 33$ rezultă o eroare $\varepsilon = 4\%$, acceptabilă.

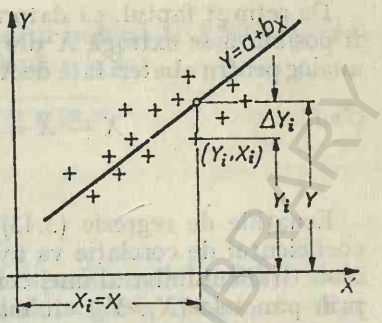


Fig. 3.9. Schema stabilirii ecuației de regresie liniară, bidimensională.

3.3.1.2. **Ecuația de regresie.** Sub această denumire se înțelege expresia matematică a corelației, adică ecuația dreptei care reprezintă cel mai bine setul de valori experimentale. Determinarea concretă a ecuației liniare

$$Y = a + bX \qquad (3.41)$$

implică deci calcularea parametrilor a și b. Aceștia se obțin considerînd că abaterile ordonatelor ei ΔY_i față de valorile Y_i ale punctelor experimentale, trebuie să fie cît mai mici posibil (fig. 3.9).

Deci, conform teoriei micilor pătrate, dreapta trebuie să îndeplinească condiția:

$$\sum_{i=1}^{n} [Y_i - (a + bX_i)]^2 \to \min, \qquad (3.42)$$

de unde rezultă sistemul de ecuații în a și b ca necunoscute:

$$\frac{\partial \Sigma}{\partial a} = \Sigma Y_i - \Sigma a - b \cdot \Sigma X_i = 0;$$

$$\frac{\partial \Sigma}{\partial b} = \Sigma X_i Y_i - a \cdot \Sigma X_i - b \cdot \Sigma X_i^2 = 0,$$

$$i = 1,2 \ldots n.$$

Deoarece,

$$\Sigma a = na; \quad \Sigma Y_i = n\bar{Y} \quad \text{și} \quad \Sigma X_i = n\bar{X}$$

se obțin în final:

$$b = \frac{\Sigma (X_i - \bar{X})\,(Y_i - \bar{Y})}{\Sigma (X_i - \bar{X})^2} \quad \text{și} \quad a = \bar{Y} - b\bar{X}.$$

Ecuația de regresie va fi în consecință:

$$Y - \bar{Y} = \frac{\Sigma (X_i - \bar{X})\,(Y_i - \bar{Y})}{\Sigma (X_i - \bar{X})^2}\,(X - \bar{X}). \qquad (3.43)$$

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

De reținut faptul, că datorită ipotezei abaterilor minime față de Y, nu va fi posibil să se extragă X din relația (3.43). Este necesar să se facă un calcul analog pentru abateri față de X, de unde va rezulta ecuația de regresie pentru X:

$$X - \bar{X} = \frac{\sum (X_i - \bar{X})(Y_i - \bar{Y})}{\sum (Y_i - \bar{Y})^2} (Y - \bar{Y}) \qquad (3.44)$$

$i = 1.2 \ldots n.$

Ecuațiile de regresie (3.43) și (3.44) vor coincide numai în cazul în care coeficientul de corelație va avea ca valoare absolută $\rho = 1$.

— Graficul liniar al unei corelații bidimensionale constă în trasarea dreptei prin punctele (X_i, Y_i) cît mai apropiat posibil. Pentru a se obține această condiție se delimitează punctele în trei grupe succesive, după care se determină centrul de greutate al fiecărui grup; aceste trei puncte servesc acum pentru trasarea dreptei de regresie.

În general un astfel de procedeu nu oferă o exactitate suficientă. Compararea gradului de exactitate al procedeului analitic cu cel grafic se realizează prin criteriul χ^2, respectiv prin calcularea pentru fiecare procedeu a expresiei:

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{(Y_i - Y)^2}{Y}, \qquad (3.45)$$

unde Y_i reprezintă ordonata punctului măsurat pentru abscisa X_i, iar Y ordonata calculată prin ecuația de regresie, evident la aceeași abscisă X_i.

De cele mai multe ori valoarea lui χ^2 este de 3—4 ori mai mare în cazul trasării grafice decît în cazul procedeului analitic, ceea ce arată superioritatea acestui ultim procedeu.

3.3.1.3. **Corelația liniară cu trei variabile.** În ipoteza că efectul Y depinde de cauzele X și Z, ecuația de regresie are forma generală:

$$Y = a + bX + cZ.$$

Dispunînd de setul de valori experimentale:

$$(Y_1, X_1, Z_1); (Y_2, X_2, Z_2) \ldots (Y_i, X_i, Z_i) \ldots (Y_n, X_n, Z_n)$$

determinarea parametrilor a, b și c, prin folosirea metodei micilor pătrate, conduce la trei ecuații care cuprind ca necunoscute cei trei parametri.

Rezolvarea sistemului conduce la următoarele relații sub formă de determinanți:

$$a = \frac{\begin{vmatrix} n\bar{Y} & n\bar{X} & n\bar{Z} \\ \sum X_i Y_i & \sum X_i^2 & \sum X_i Z_i \\ \sum Z_i Y_i & \sum X_i Z_i & \sum Z_i^2 \end{vmatrix}}{N}; \quad b = \frac{\begin{vmatrix} n & n\bar{Y} & n\bar{Z} \\ n\bar{X} & \sum X_i Y_i & \sum X_i Z_i \\ n\bar{Z} & \sum Z_i Y_i & \sum Z_i^2 \end{vmatrix}}{N}$$

$$c = \frac{\begin{vmatrix} n & n\bar{X} & n\bar{Z} \\ n\bar{X} & \sum X_i^2 & \sum X_i Z_i \\ n\bar{Z} & \sum X_i Z_i & \sum Z_i X_i \end{vmatrix}}{N} \qquad N = \begin{vmatrix} n & n\bar{X} & n\bar{Z} \\ n\bar{X} & \sum X_i^2 & \sum X_i Z_i \\ n\bar{Z} & \sum X_i Z_i & \sum Z_i \end{vmatrix} \qquad (3.46)$$

$i = 1,2 \ldots n.$

Cît privește tăria corelației, aceasta se apreciază după trei coeficienți de corelație parțiali: $\rho_{Y,X}$, $\rho_{Y,Z}$, $\rho_{X,Z}$ și după coeficientul general al corelației R.

Primii trei coeficienți se determină după procedeul indicat la 3.3.1 cu permutarea variabilelor, iar coeficientul general după relația:

$$R = \sqrt{\frac{\rho^2_{Y,X} + \rho^2_{Y,Z} - 2 \cdot \rho_{Y,X} \cdot \rho_{Y,Z} \cdot \rho_{X,Z}}{1 - \rho^2_{X,Z}}}. \qquad (3.47)$$

3.3.2. Corelația curbă bidimensională

Dacă reprezentarea grafică a setului de valori experimentale indică o alură curbă a punctelor respective, în locul ecuației de regresie liniară, se alege una din ecuațiile din tabelul 3.2.

Tabelul 3.2

Ecuația	Variabile noi		Ecuația liniară	Obs.
	abscise	ordonate		
1. $Y = be^{aX}$	$X = X$	$V = \lg Y$	$V = \lg b + X(a \lg e)$	
2. $Y = aX^b$	$U = \lg X$	$V = \lg Y$	$V = \lg a + bU$	
3. $Y = a + bX + cX^2$	$U = X - \overline{X}$	$V = \frac{Y - \overline{Y}}{X - \overline{X}}$	$V = b + 2b\overline{X} + cU$	$\overline{Y}$ și $\overline{X}$ sînt medii aritmetice
4. $Y = \frac{a}{b + cX}$	$X = X$	$V = \frac{1}{Y}$	$V = \frac{b}{a} + \frac{c}{a}X$	

Toate aceste ecuații pot fi transformate în ecuații liniare prin schimbări de variabile și rezolvate după 3.3.1.

Setul de valori experimentale trebuie în prealabil modificat după expresiile noilor variabile.

Ca și în cazul corelației liniare bidimensionale se poate trasa grafic curba de corelație printre cele trei puncte, dar criteriul χ^2 indică aceleași imprecizuni față de procedeul analitic.

3.4. Generarea de valori cronologice

Un important obiectiv al hidrologiei constă în simularea de șiruri (serii) de valori, care se succed în mod cronologic în continuarea unui șir sau șirurilor cunoscute, la rîndul lor cronologice. Toate aceste noi valori, împreună cu cele de bază, sînt necesare obținerii unei mai largi informații asupra fenomenului hidrologic studiat, în special cu aplicație în problemele de proiectare și exploatare a construcțiilor hidrotehnice. Noile valori au caracter de *ipoteză* și ele permit elaborarea unui număr de variante posibile pentru a rezolva problema hidrotehnică.

Simularea consideră fenomenul hidrologic ca aleator — adică în concept probabilistic —, iar valorile generate, în ansamblul lor, trebuie să aibă aceleași caracteristici statistice ca și ansamblul valorilor de bază (C_v, $\overline{X}$ etc.).

3.4.1. Relații de simulare

Relația de principiu derivă din teoria lanțului *Marcov*, după care trecerea unui sistem aleator (stocastic) de la timpul $(t-1)$ la timpul (t) depinde de probabilitatea de trecere a sistemului la timpul (t).

În mod concret pentru un șir discret de valori cronologice

$$X_1, X_2 \dots X_{t-1}, X_t \dots \tag{3.49}$$

există relația de ordinul 1 al lanțului și anume:

$$\Delta X_t = \varphi \cdot \Delta X_{t-1} + \varepsilon_t, \tag{3.50}$$

unde

$$\Delta X_t = X_t - \bar{X}; \quad \Delta X_{t-1} = X_{t-1} - \bar{X}$$

$\bar{X}$ este media aritmetică a șirului;
φ — coeficientul lanțului de ordinul 1;
ε_t — variabila aleatoare de trecere la timpul t.

Cu notațiile de mai sus, ecuația (3.50) se scrie ca relație de principiu:

$$X_t = \bar{X} + \varphi (X_{t-1} - \bar{X}) + \varepsilon_t. \tag{3.51}$$

3.4.1.1. **Cazul șirului hidrologic cu pasul constant $\Delta t = 1$ an.** Considerînd șirul

$$\underbrace{X_1, X_2 \dots X_i \dots X_n}_{\text{șir de bază}}$$
$$\underbrace{X_{n+1} = Y_1;\ X_{n+2} = Y_2 \dots;\ X_{n+i} = Y_i \dots}_{\text{șir în curs de generare}} \tag{3.52}$$

constituit dintr-o parte cunoscută și cealaltă în curs de generare, aplicarea ecuației (3.51) conduce la relația de simulare:

$$Y_{i+1} = \bar{X} + \rho (Y_i - \bar{X}) + \varepsilon_{i+1}; i = 1, 2, \dots, \tag{3.53}$$

unde coeficientul de lanț φ s-a echivalat cu coeficientul ρ numit *coeficient de autocorelație* serială de ordinul 1.

Dacă în locul variabilei aleatoare ε_{i+1} se admite o variabilă gaussiană g_i cu valori pozitive și negative și cu caracteristicile: media zero și abaterea medie pătratică $\sigma_g = 1$, atunci

$$\varepsilon_{i+1} = \sigma_\varepsilon \cdot g_{i+1},$$

unde σ_ε este abaterea medie pătratică a variabilei aleatoare ε.

Pe de altă parte, între abaterile a două șiruri distincte există relația

$$\sigma_\varepsilon^2 = \sigma_X^2 (1 - \rho^2),$$

așa că în final, relația de simulare (3.53) devine prin înlocuire:

$$Y_{i+1} = \bar{X} + (Y_i - \bar{X})\rho + g_{i+1}\ \sigma_X \sqrt{1 - \rho^2}, \tag{3.54}$$

unde σ_X este abaterea medie pătratică a șirului de bază.

În mod analog, dacă se admite o variabilă aleatoare de tip Pearson III (γ_i) cu caracteristicile statistice: media zero și abaterea $\sigma_\gamma = 1$, se obține:

$$Y_{i+1} = \bar{X} + (Y_i - \bar{X}) + \gamma_{i+1} \cdot \sigma_X \sqrt{1 - \rho^2}. \tag{3.55}$$

Posibilitățile de calcul ale parametrilor ρ, g_{i+1} și γ_{i+1} sînt descrise în paragrafele 3.4.2 și 3.4.3.

3.4.1.2. **Cazul valorilor cronologice cu pasul constant $\Delta t = 1$ lună.** Valorile fiind de natură hidrologică, ele se încheie pe cicluri anuale de cîte 12 luni (de exemplu debitele medii lunare anuale), așa că problema constă în generarea de matrice $\| Y_{j,i} \|$ cunoscînd matricea de bază $\| X_{j,i} \|$. Aceasta din urmă explicitată are forma:

$$\| X_{j,i} \| = \begin{vmatrix} X_{1,1} & X_{2,1} & \dots & X_{j,1} & X_{j+1,1} & \dots & X_{12,1} \\ X_{1,2} & X_{2,2} & \dots & X_{j,2} & X_{j+1,2} & \dots & X_{12,2} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & \vdots & & \\ X_{1,i} & X_{2,i} & \dots & X_{j,i} & X_{j+1,i} & \dots & X_{12,i} \\ \vdots & \vdots & & & \vdots & & \\ X_{1,m} & X_{2,m} & \dots & X_{j,m} & X_{j+1,m} & \dots & X_{12,m} \end{vmatrix} \tag{3.56}$$

unde $j = 1, 2, \dots 12$ (lunile anului); $i = 1, 2, \dots m$ (numărul de ani).

Matricele generate pot avea același număr de ani ca în matricea de bază sau diferit.

Deoarece — în acest caz — generarea se face de la șir la șir, respectiv de la coloană la coloană a matricei, în simulare trebuie să intervină mediile și abaterile medii pătratice ale fiecăruia.

Relațiile de simulare (3.54) și (3.55) devin cu variabila *Gauss*

$$Y_{j+1,i} = \bar{X}_{j+1} + \rho_{j+1,j} (Y_{j,i} - \bar{X}_j) \frac{\sigma_{j+1}}{\sigma_j} + g_{j+1,i} \sqrt{1 - \rho^2_{j+1,j}} \tag{3.57}$$

și cu variabila Pearson III

$$Y_{j+1,i} = \bar{X}_{j+1} + \rho_{j+1,j} (Y_{j,i} - \bar{X}_j) \frac{\sigma_{j+1}}{\sigma_j} + \gamma_{j+1,i} \sqrt{1 - \rho^2_{j+1,j}} \tag{3.58}$$

unde

$\bar{X}_j$ și $\bar{X}_{j+1}$ — sînt mediile coloanelor j și $(j+1)$ din matricea de bază;

$\rho_{j+1,j}$ — coeficientul de corelație serială dintre coloanele j și $(j+1)$ ale matricei de bază;

σ_j și σ_{j+1} — abaterile medii pătratice ale coloanelor j, respectiv $(j+1)$ din matricea de bază;

$g_{j+1,i}$ și $\gamma_{j+1,i}$ — variabile aleatorii *Gauss*, respectiv *Pearson III* (media zero și abatere 1), corespunzătoare valorilor generate $Y_{j+1,i}$.

3.4.2. Coeficientul de corelație serială

Formula de calcul pentru coeficientul de autocorelație ρ corespunzător ecuațiilor 3.54 și 3.55 este:

$$\rho = \frac{\frac{1}{n-2}\sum_{i=1}^{n-1} X_i X_{i+1} - (\bar{X})^2}{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n} X_i^2 - (\bar{X})^2}; \quad i = 1, 2, \ldots n, \tag{3.59}$$

unde semnificația literelor se referă la șirul de bază.

Pentru cazul relațiilor de simulare 3.57 și 3.58, formula de calcul este:

$$\rho_{j+1,\,j} = \frac{\frac{1}{m-1}\sum_{j=1}^{m} (X_{j+1} - \bar{X}_{j+1})(X_j - \bar{X}_j)}{\left[\frac{1}{m-1}\sum_{j=1}^{m} (X_{j+1} - \bar{X}_{j+1})^2\right]^{1/2} \cdot \left[\frac{1}{m-1}\sum_{j=1}^{m} (X_j - \bar{X}_j)^2\right]^{1/2}} \tag{3.60}$$

$m = 1, 2 \ldots m.$

iar celelalte litere au semnificația din matricea de bază (3.56).

Valoarea coeficientului de corelație serială se situează în intervalul dintre -1 și $+1$.

3.4.3. Determinarea variabilelor aleatoare g și γ

Aceste variabile — avînd media zero și abaterea medie pătratică 1 — se obțin prin intermediul așa-numitelor numere aleatoare, respectiv numere pseudoaleatoare *f*, care sînt frecvențe relative cu distribuția uniformă în intervalul (0,1), cu media zero și abaterea medie pătratică 1.

Numerele aleatoare se generează printr-un proces întîmplător, care are loc în sisteme imaginate fizic sau matematic. Ca sistem fizic se poate considera o urnă care conține 10 000 bile, din care 1 000 numerotate cu cifra 0, cealaltă mie cu cifra 1, ș.a.m.d. pînă la ultima mie, notată cu 9. Bine amestecate se pot scoate din urnă — la întîmplare — una după alta cîteva bile ale căror notații formează un număr aleator ca parte zecimală. Prin repetarea procedeului — ori de cîte ori este necesar — se obține un șir de numere aleatoare, ca de exemplu

0,4321 0,7200 0,4153 0,1201 0,0154 ...

Sistemul în sine fiind destul de greoi, s-au imaginat formulări matematice rezolvabile prin calculatoare electronice. Numerele astfel obținute sînt considerate ca pseudoaleatoare, algoritmul lor fiind dat de expresiile:

$$f_{i+1} = \frac{F_{i+1}}{\text{med. } M}; \quad F_{i+1} = (2^k + 1) F_i; \quad i = 0, 1, 2, \ldots \tag{3.61}$$

unde:

f_{i+1} este un număr pseudoaleator cu distribuția uniformă (0 ... 1);

F_{i+1} este un număr întreg pseudoaleator egal sau mai mic decît mod. M;

F_i — un număr întreg pseudoaleator generat anterior;

M — cel mai mare număr întreg acceptat de calculator;

$k = 7$; $M = 2^{32}$ și $M = 2^{24}$ pentru calculatorul IBM 360/40, respectiv pentru calculatorul ICL 1905.

Pentru primul număr F se intră în relația de recurență (3.61) cu un număr oarecare întreg și impar.

Trecerea de la numerele pseudoaleatoare f uniform distribuite pe intervalul (0, 1) la variabilele aleatoare cu distribuție *Gauss* sau *Pearson III* se obține conform schemei de principiu din figura 3.10.

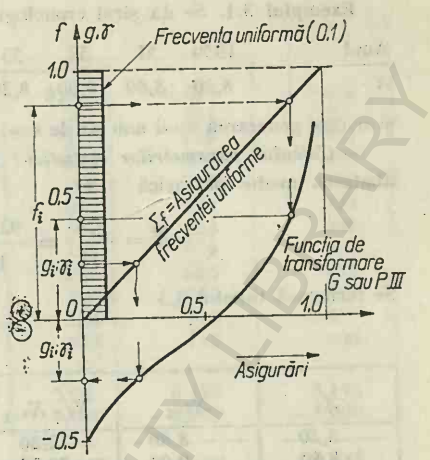


Fig. 3.10. Schema de principiu a transformării variabilelor pseudoaleatoare uniform distribuite, la alte distribuții.

De exemplu, pentru transformări în variabile după repartiția normală redusă, formula teoretică este (caz particular):

$$\Sigma f_i = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{g_i} e^{-\frac{\lambda^2}{2}} d\lambda, \tag{3.62}$$

în care cunoscînd șirul numerelor aleatoare $0 \leqslant \Sigma f_i < 1$, cu ajutorul tabelelor care dau valorile funcției *Gauss*, se determină șirul corespunzător al variabilelor g_i.

Formulele aproximative obișnuite de transformare sînt:

— pentru variabila g

$$g_i = \left(\sum_{k=1}^{12} f_K\right) - 6, \tag{3.63}$$

unde însumarea se referă la grupe de cîte 12 numere pseudoaleatoare:

— pentru variabila γ

$$\gamma_i = \frac{2}{C_s}\left[1 + \frac{C_s \cdot g_i}{6} - \frac{C_s^2}{36}\right]^3 - \frac{2}{C_s}, \tag{3.64}$$

unde C_s este coeficientul de asimetrie al șirului de bază; $C_s = \alpha C_v$; $\alpha = 2 \ldots 3$; $C_v = \sigma_X / \bar{X}$; g_i — variabilele aleatoare în distribuția *Gauss*.

Cifrele variabilelor aleatoare — în ordinea în care se calculează — se asociază valorilor în curs de generare după relațiile de simulare (3.54), (3.55); (3.57) și (3.58).

Deoarece mulțimea variabilelor aleatoare este nelimitată, se pot obține valori generate în consecință, adică șiruri oricît de extinse se crede necesar, respectiv matrice de valori.

Exemplul 3.1. Se dă șirul cronologic anual $\Delta t = 1$ an, cu $n = 11$ termeni și anume:

Anul	1950	51	52	53	54	55	56	57	58	59	1960
X	8,20	8,80	9,00	8,20	5,40	5,00	8,20	7,60	6,80	12,80	12,00

și se cere generarea unui nou șir de $s = 14$ termeni.

— *Calculul parametrilor statistici:* $\bar{X}$ — media, ρ — coeficientul de autocorelație și σ — abaterea medie pătratică

$$\bar{X} = \frac{\Sigma X}{11} = \frac{92,00}{11} = 8,37; \qquad (\bar{X})^2 = 70,06$$

Se formează tabelul 3.3

Tabelul 3.3

X_i	X_{i+1}	$X_i \cdot X_{i+1}$	$\bar{X}$	$X_i - \bar{X}$	$(X_i - \bar{X})^2$	X_i^2
8,20	8,80	72,20	8,37	−0,17	0,030	67,24
8,80	9,00	79,20	8,37	+0,43	0,185	77,44
9,00	8,20	73,80	8,37	+0,63	0,397	81,00
8,20	5,40	44,20	8,37	−0,17	0,030	67,24
5,40	5,00	22,00	8,37	−2,97	8,821	29,16
5,00	8,20	41,00	8,37	−3,37	11,357	25,00
8,20	7,60	62,30	8,37	−0,17	0,030	67,24
7,60	6,80	51,60	8,37	−0,77	0,593	57,76
6,80	12,80	87,00	8,37	−1,57	2,372	46,24
12,80	12,00	153,60	8,37	+4,43	19,625	163,84
12,00	—	—	8,37	+3,63	13,177	144,00
$\Sigma = 92,00$	$\Sigma = 687,10$				$\Sigma = 56,617$	$\Sigma = 826,16$

Coeficientul de autocorelație după ecuația (3.59):

$$\rho = \frac{\frac{1}{n-2}\sum_{i=1}^{n-1} X_i X_{i+1} - (\bar{X})^2}{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n} X_i^2 - (\bar{X})^2} = \frac{\frac{1}{9}687,10 - 70,6}{\frac{1}{10}826,16 - 70,6} = \frac{5,80}{12,0} = 0,485;$$

$$\sigma_X = \frac{\sum_{1}^{n}(X_i - \bar{X})^2}{n-1} = \frac{56,617}{10} = 2,38.$$

Relația de recurență a simulării după ecuația (3.54) este:

$$Y_{i+1} = \bar{X} + (Y_i - \bar{X})\,\rho + g_{i+1} \cdot \sigma_x \sqrt{1 - \rho^2},$$

care prin înlocuirea termenilor mai sus calculați devine:

$$Y_{i+1} = \bar{X} + (Y_i - 8,37)\ 0,485 + 2,08 g_{i+1}; \qquad i = 1,2...s = 14.$$

Folosind numerele pseudoaleatoare uniform repartizate — din tabelul elaborat de Rand Corporation (SUA) — s-a obținut tabelul 3.4, cu numerele f din formula (3.63) și cu numerele pseudoaleatoare g după repartizarea Gauss.

0,227	0,380	0,550	0,716	0,263	0,688	0,068
176	0,017	780	755	762	484	591
252	566	687	399	925	829	903
886	440	396	298	883	481	033
605	055	550	676	360	700	083
307	951	981	841	690	750	334
606	761	431	921	337	723	349
356	980	687	266	196	079	089
437	235	870	049	248	685	884
740	039	506	254	100	053	445
150	522	037	900	184	578	957
790	624	499	821	974	148	406
$\Sigma f = 5{,}232$	5,569	6,902	7,005	5,943	6,198	5,142
$-6{,}000$	$-6{,}000$	$-6{,}000$	$-6{,}000$	$-6{,}000$	$-6{,}000$	$-6{,}000$
$g = -0{,}768$	$-0{,}431$	$+0{,}902$	$+1{,}00$	$-0{,}057$	$+0{,}198$	$-0{,}858$

0,255	0,970	0,459	0,675	0,769	0,469	0,574
301	820	667	632	166	910	926
307	595	491	760	038	844	552
161	035	252	393	079	846	066
595	109	737	993	835	986	161
269	525	952	742	790	180	977
082	802	194	089	137	360	623
700	670	174	669	087	798	026
172	031	365	169	906	600	248
991	028	944	365	868	277	089
912	358	423	600	060	080	002
976	989	985	804	653	303	411
$\Sigma f = 5{,}741$	5,932	6,643	6,889	5,388	6,553	4,885
$-6{,}000$	$-6{,}000$	$-6{,}000$	$-6{,}000$	$-6{,}000$	$-6{,}000$	$-6{,}000$
$g = -0{,}259$	$-0{,}068$	$+0{,}643$	$+0{,}889$	$-0{,}612$	$+0{,}553$	$-0{,}115$

Prin aplicarea ecuației de recurență de mai sus, se obțin următoarele rezultate:

g_i		$-0{,}768$	$-0{,}431$	$+0{,}902$	$+1{,}00$	$-0{,}057$	$+0{,}198$
Y_i	$8{,}37 = \overline{X}$	5,77	6,21	9,20	10,85	9,46	9,31

g_i	$-0{,}858$	$-0{,}259$	$-0{,}068$	$+0{,}643$	$+0{,}889$	$-0{,}612$	$+0{,}553$	$-0{,}115$
Y_i	8,05	7,68	7,90	9,48	11,76	8,93	9,79	8,82

Verificarea parametrilor statistici ai șirului generat Y și anume media aritmetică $\overline{Y}$ și abaterea medie pătratică σ_Y conduce la următoarele rezultate

$$\overline{Y} = 8{,}75 \text{ față de } \overline{X} = 8{,}37;$$

$$\sigma_Y = 1{,}73 \text{ față de } \sigma_X = 2{,}38.$$

Diferențele pot fi considerate în limite acceptabile; eventual se pot diminua mărind numărul valorilor generate.

3.5. Evoluția factorilor hidrologici

În posesia unui șir numeros de valori cronologice de același pas de timp, este util de a se studia evoluția generală a fenomenului hidrologic caracterizat prin aceste valori. Prin evoluție trebuie să se înțeleagă aci, mai mult „tendința" de desfășurare în timp a fenomenului în cauză.

Tendința la rîndul său are aspectul unui fenomen inerțial, care impune ca succesiunea valorilor alăturate să nu aibă salturi importante.

Tendința poate fi *crescătoare* — cînd succesiunea valorilor pe un interval de timp relativ redus prezintă valori în continuă creștere, *descrescătoare* în caz contrar și *ciclică* sau *periodică* cînd pentru un interval îndelungat de timp prezintă o repetare ciclică a valorilor. Desigur că această periodicitate conține în sine ambele tendințe de creștere și descreștere.

3.5.1. Metoda mediei mobile (tendința)

Cel mai simplu mijloc de a urmări tendința fenomenului se obține prin *metoda mediei mobile*, care permite o atenuare a variației valorilor. Prin această atenuare se scoate în evidență caracterul general al evoluției efectuînd o mediere a unui număr de valori alăturate.

Una din medieri poate fi dată de relația:

$$\overline{Y}_i = \frac{1}{4}(Y_{i-1} + 2Y_i + Y_{i+1}); \quad i = 2, 3 \ldots n \tag{3.65}$$

folosită în cazul figurii 3.11.

Altă modalitate de mediere este obținută prin relația:

$$\overline{Y}_i = \frac{1}{3}(aY_{i-1} + bY_i + cY_{i+1}); \quad i = 2, 3 \ldots n \tag{3.66}$$

unde a, b și c sînt ponderi constante afectate valorilor din șir, în condiția $a + b + c = 1$.

Operația constă deci în substituirea fiecărei valori din șir cu media corespunzătoare și reprezentarea grafică a acestora la pasul de timp al șirului. Înlocuirea se face începînd cu termenul al doilea al șirului Y_2. Dacă fenomenul este periodic aceasta se poate scoate în evidență pe grafic, deplasînd în sus sau în jos, axa timpului pînă ce apare perioada T a ciclului. Graficul poate prezenta un ciclu sau mai multe (fig. 3.11); în acest caz nu este absolut necesar ca valorile de la un ciclu la altul să fie identice.

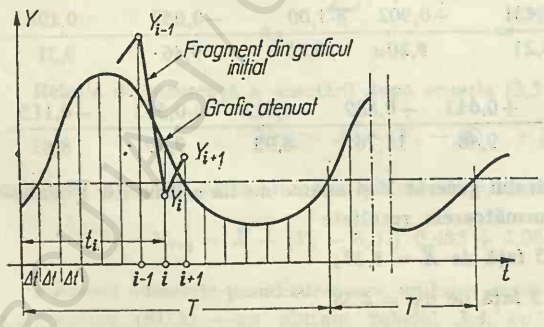


Fig. 3.11. Exemplu de mediere a variației valorilor cronologice.

Existența ciclului hidrologic global din natură, imprimă cicluri specifice cu perioada $T = 1$ an pentru temperaturi (aer, apă, sol), evaporări, precipitații atmosferice, niveluri și debite la cursuri de apă etc.

3.5.2. Formularea matematică a periodicității (analiza armonică)

În ipoteza că s-a determinat sau se cunoaște perioada T a ciclului, este posibil ca variația valorilor cronologice date Y ale ciclului să fie cuprinsă într-o formulare matematică, folosind în special funcția $f(t)$ a seriilor *Fourier*. Această funcție poate fi de tipul:

$$f(t) = \frac{a_0}{2} + \sum_{K=1}^{\infty}\left(a_K \cos K\frac{2\pi}{T}t + b_K \sin K\frac{2\pi}{T}t\right), \tag{3.67}$$

unde t este un timp ca variabilă independentă în intervalul $-T/2$ la $+T/2$, iar a_0, a_K și b_K coeficienți.

În mod practic funcția este dată prin valorile Y_i ale șirului cronologic și problema se pune a determina coeficienții în funcție de aceste valori. În acest scop relația (3.67) se transformă prin schimbare de variabilă folosind expresia:

$$t = \frac{T}{2}\frac{x}{\pi}, \tag{3.68}$$

cu perioada 2π în loc de T, adică

$$f(x) = \frac{a_0}{2} + \sum_{K=1}^{\infty}(a_K \cos Kx + b_K \cos Kx). \tag{3.69}$$

Metoda de calcul are în vedere înlocuirea integralelor (cunoscute din teoria seriilor Fourier) care dau valoarea coeficienților, cu însumări de termeni. După cum se arată în [9] pe axa absciselor se împarte intervalul $(0; 2\pi)$ în n părți egale; pentru toate intervalele se cunosc valorile:

$$(0, Y_0); (x_1, Y_1); (x_2, Y_2) \ldots (x_1, Y_i) \ldots (x_{n-1}, Y_{n-1}) + (x_n = 2\pi, Y_n)$$

$$i = 0, 1, 2 \ldots n.$$

După formula dreptunghiurilor se obțin apoi relațiile curente:

$$a_K = \frac{2}{n}\sum_{i=0}^{n-1} Y_i \cos Kx_i\,;\; b_K = \frac{2}{n}\sum_{i=0}^{n-1} Y_i \sin Kx_i\,;\; \frac{a_0}{2} = \frac{1}{n}\sum_{i=0}^{n-1} Y_i. \tag{3.70}$$

Calculele sînt destul de laborioase și pot fi eventual reduse prin transformări simplificatoare.

Instrumentele speciale numite analizatoare armonice permit însă o rezolvare rapidă a problemei. Deoarece primele două relații (3.70) reprezintă suprafețe, adică înmulțiri ale ordonatelor Y_i cu cos Kx_i (respectiv sin Kx_i), aceste instrumente sînt prevăzute cu dispozitive de planimetrare mai mult sau mai puțin perfecționate. Un analizator de tip mecanic (cu planimetru obișnuit) necesită desenarea graficului $Y_i(t)$, pe cînd altele mai perfecționate de tip optic sau electronic nu mai cer această condiție.

Calculatoarele electronice își găsesc de asemenea o utilă întrebuințare în astfel de calcule.

3.6. Omogenitatea hidrologică

Prin omogenitatea unui teritoriu din punct de vedere hidrologic, se înțelege calitatea acestuia de a fi reprezentativ față de un factor hidrologic (debit mediu anual, precipitație medie anuală etc.).

Omogenitatea poate avea diferite valori; gradul de omogenitate sau de neomogenitate se verifică prin analizarea dispersării valorilor factorului considerat pe întreg teritoriul.

În tabelul 3.5, punctele de pe teritoriu în care s-au obținut măsurători ale factorului hidrologic sînt notate cu 1, 2 ... i ... K. În fiecare punct se dispune astfel de cîte un șir de n termeni, cu media $\bar{x}$ a tuturor valorilor.

Tabelul 3.5

Punct	Șirurile de termeni	Medii
1	$x_{1,1}, x_{1,2} \dots x_{1,j} \dots x_{1,n}$	$\bar{x}_1$
2	$x_{2,1}, x_{2,2} \dots x_{2,j} \dots x_{2,n}$	$\bar{x}_2$
.	. . . .	.
.	. . . .	.
i	$x_{i,1}, x_{i,2} \dots x_{i,j} \dots x_{i,n}$	$\bar{x}_i = \frac{1}{n}\sum_{j=1}^{n} x_{ij}$,
.	. . . .	.
.	. . . .	.
K	$x_{K,1}, x_{K,2} \dots x_{K,j} \dots x_{K,n}$	$\bar{x}_K$
	Media generală $\bar{x} = \frac{1}{K}\sum_{i=1}^{K} \bar{x}_i$	

Coeficientul de neomogenitate este dat de relația:

$$\varphi = \frac{A(N-K)}{B(K-1)}; \quad N = n \cdot K, \tag{3.71}$$

unde:

$A = n\sum_{i=1}^{K}(\bar{x}_i - \bar{x})^2$ este o mărime care exprimă dispersarea mediilor din punctele teritoriului față de media generală;

$B = \sum_{i=1}^{K}\sum_{j=1}^{n}(x_{i,j} - \bar{x}_i)^2$ — mărime care exprimă dispersarea valorilor din șiruri față de mediile șirurilor respective;

$(N-K)$ și $(K-1)$ — grade de libertate.

Cînd coeficientul de neuniformitate φ calculat cu relația (3.71) și anume pentru un anumit nivel de încredere (acesta în procente) este mai mare decît o anumită limită critică F, atunci omogenitatea este exclusă.

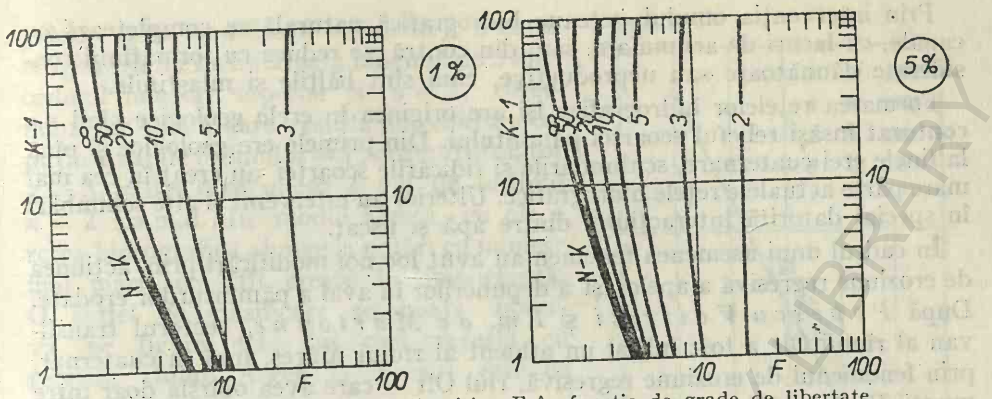


Fig. 3.12. Determinarea valorii critice F în funcție de grade de libertate.

Valorile limită ale lui F funcție de cele două grade de libertate mai sus menționate sînt redate în graficele din figura 3.12 [6] pentru 5 și 1% niveluri de încredere.

În cazul în care nu se dispune de șiruri cu același număr n de valori, ci numere diferite n_i, atunci parametrii care intervin se vor calcula cu formulele următoare:

$$N = \sum_{i=1}^{K} n_i; \quad A = \sum_{i=1}^{K} n_i(\bar{x}_i - \bar{x})^2; \quad B = \sum_{i=1}^{K} \sum_{j=1}^{n_i} (x_{i,j} - \bar{x}_i)^2; \tag{3.72}$$

$$\bar{x}_i = \frac{1}{n_i} \sum_{j=1}^{n_i} x_{i,j}; \quad \bar{x} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^{K} \sum_{j=1}^{n_i} x_{i,j}.$$

4.

Factorii fiziografici ai scurgerii apelor

4.1. Rețeaua hidrografică (RH)

4.1.1. Generalități

O rețea hidrografică de suprafață reprezintă un sistem ramificat de văi și depresiuni naturale, care dau din una în alta și către care gravitează în parte, atît apele atmosferice precipitate pe sol, cît și cele subterane. În plan orizontal RH apare ca nervurile frunzelor, sau ca sistemul radicular al plantelor.

Prin intervenția omului, rețeaua hidrografică naturală se completează cu canale, cu lacuri de acumulare, sau, din contră, se reduce cu formațiuni considerate dăunătoare sau neproductive, cum sînt bălțile și mlaștinile.

Formarea rețelelor hidrografice își are originea în erele geologice cînd s-a conturat însăși relieful scoarței pămîntului. Din primele ere geologice și pînă la finele erei cuaternare, scufundările și ridicările scoarței au creat în cea mai mare parte actualele rețele hidrografice. Ulterior au intervenit și alte schimbări în special datorită interacțiunii dintre apă și uscat.

În cadrul unui asemenea fenomen au avut loc noi modificări prin acțiunea de eroziune regresivă a apelor și a depunerilor în aval a pămînturilor erodate. După *Popescu Voiteşti* și *Em. de Martonne*, sectorul transilvan al rîului Olt a fost inițial un afluent al rîului Mureș, însă în cuaternar, prin fenomenul de eroziune regresivă, rîul Olt — care avea obîrșia doar între munții Făgărașului și ai Cibinului, — a captat acel afluent și astfel și-a lungit traseul pe teritoriul de dincolo de munți. Tot prin procesul de eroziune regresivă, *G. Vâlsan*, explică străpungerea de către fluviul Dunărea a coridorului muntos din regiunea Porților de Fier; fluviul — în modul acesta a căpătat o nouă și amplă rețea hidrografică extinsă de la marea Neagră și pînă în Würtemberg (Bavaria). În ceea ce privește acțiunea fenomenului de aluvionare, aceasta se manifestă prin modificarea lungimii și a orientării parțiale sau totale a rețelei; de exemplu, rîul Argeș în aval de Pitești, depunînd în trecut un important con de dejecție chiar pe traseul său, a creat un obstacol care a obligat acest curs de apă să se abată pe direcția nord-est, pînă la confluența sa cu fluviul Dunărea. O hartă cu rețelele hidrografice importante din R.S.R. este redată în A n e x a VIII.

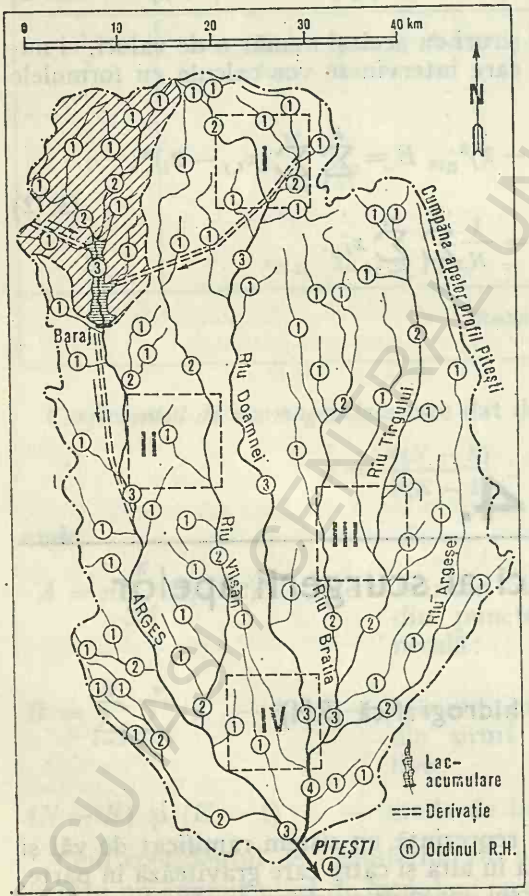


Fig. 4.1. Criteriul de clasificare a rețelei hidrologice aplicat rîului Argeș.

Rețelele hidrografice sînt de diferite importanțe, după cum văile principale au lungimi mai mari sau mai mici și un număr mai mare sau mai mic de văi ramificate. Un criteriu de clasificare a importanței are la bază atribuirea unei anumite numerotări. Astfel, cel mai mic ordin de mărime se notează cu numărul $n = 1$ și se atribuie văilor sin-

gulare (fără ramificații adiacente), a căror lungime să nu fie inferioară lungimii de 5 km; ordinul imediat superior cu $n = 2$, corespunzător văilor care rezultă din unirea a cel puțin 2 văi de ordinul $n = 1$; ordinul următor $n = 3$, văilor care unesc 2 văi de ordinul $n = 2$ ș.a.m.d. În modul acesta, cu cît o rețea hidrografică ajunge la notări cu numere mai mari, cu atît crește în importanță. O astfel de clasificare se poate observa pe figura 4.1, din care rezultă că rețeaua rîului Argeș la Pitești este de ordinul $n = 4$.

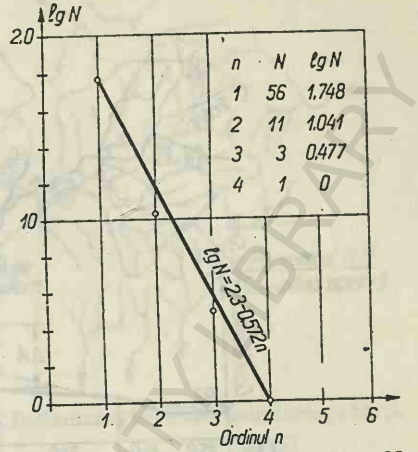


Fig. 4.2. Corelația dintre numărul N de ramificații și ordinul de mărime n al relației hidrologice.

Pentru rețelele hidrografice dezvoltate normal, se poate stabili chiar o corelație între numărul N al ramificațiilor unei rețele și ordinul n al rețelei. În figura 4.2 se arată graficul corelației pentru rețeaua rîului Argeș la profilul Pitești, corelație exprimată analitic și prin formula:

$$\lg N = 2{,}3 - 0{,}572\, n, \tag{4.1}$$

unde $n = 1$; 2; 3 și 4.

4.1.2. Lungimea ramificației și a rețelei hidrografice

Lungimea unei ramificații se măsoară prin distanța desfășurată în plan orizontal în kilometri numerotați de la confluență și se determină pe hărți la scările 1|10 000; 1|25 000; 1|50 000; 1|100 000 etc., funcție de gradul de precizie urmărit.

Lungimea L a tuturor ramificațiilor unei RH de ordinul n, se obține prin relația:

$$L = \sum_{1}^{N_1} l_{n=1} + \ldots \sum_{\substack{1 \\ i=1,2,\ldots,n-1}}^{N_i} l_{n=i} + \ldots + \sum_{1}^{N_{n-1}} l_{n=n-1} + l_{n=n} \tag{4.2}$$

unde

N_i este numărul de ramificații ale rețelei de ordinul de mărime $n = i$;

$\sum_{1}^{N_i} l_{n=i}$ — suma lungimilor ramificațiilor rețelei de ordinul $n = i$.

4.1.3. Profilul longitudinal al rețelei hidrografice

Profilul longitudinal reprezintă succesiunea cotelor terenului de pe fundul văilor și se stabilește pe baza hărților cu curbele de nivel, a căror echidistanță convine preciziei alese. În figura 4.3 se redă — ca exemplificare — profilul longitudinal al văii principale și a două văi adiacente din rețeaua hidrografică a rîului Trotuș.

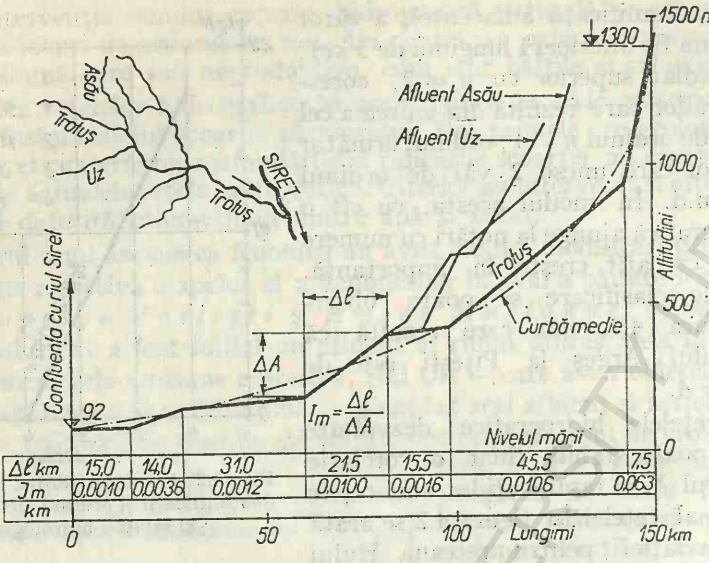


Fig. 4.3. Schema profilului longitudinal sinoptic al rîului Trotuș.

În general, valea de ordinul cel mai mare are cote mai mici față de cotele văilor adiacente, situație care îi permite să primească gravitațional afluxul de apă al acestora. Se constată de asemenea, că pantele J sînt cu atît mai mari, cu cît altitudinile au și ele valori mari. În ansamblu, linia profilului longitudinal se prezintă grafic ca o curbă cu concavitatea în sus. *Gilbert* explică această caracteristică prin aceea că odată cu creșterea afluxului de apă, din amonte către aval, cresc secțiunile transversale ale văilor care oferă la afluxuri specifice pierderi hidraulice mai mici. Aceste pierderi micșorate impun pante descrescătoare pentru conducerea afluxurilor specifice.

4.1.4. Desimea ramificațiilor RH

Rețeaua hidrografică avînd rolul de a colecta cea mai mare parte din apele de precipitație și subterane, va colecta un volum de apă cu atît mai important cu cît rețeaua va avea ramificații mai multe și mai lungi. Această capacitate se mai poate aprecia prin raportul:

$$D = \frac{L}{S} \ [\text{km}^{-1}], \tag{4.3}$$

numit *desime* sau *densitate* a rețelei, în care L este lungimea conform ecuației (4.2) și S — suprafața care înscrie rețeaua hidrografică.

Desimea este rezultatul acțiunilor combinate ale mai multor factori și anume:

ΔA — diferența între altitudinea maximă și cea minimă a suprafeței, în [L];
q — debitul specific al apei scurse pe versanți, în $[LT^{-1}]$;
k — factor de eroziune, în $[L^{-1} \cdot T]$;
ρ — densitatea apei scurse de pe versanți, în $[ML^{-3}]$;

μ — viscozitatea dinamică, în $[ML^{-1}T^{-1}]$;

g — accelerația gravitației, în $[LT^{-2}]$.

Toți acești factori pot fi combinați într-o relație fără dimensiuni avînd ca formă principială:

$$D = \frac{1}{\Delta A} \cdot \varphi\left(q \cdot k, \ \frac{q \cdot \rho \cdot \Delta A}{\mu}, \ \frac{q^2}{g \cdot \Delta A}\right), \tag{4.4}$$

unde $\varphi(\ )$ este o funcție scalară, care pentru o RH dată poate fi studiată pe baza variabilelor componente și corectată prin confruntare cu formula (4.3).

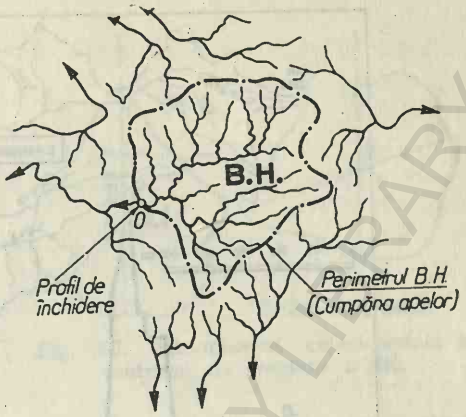


Fig. 4.4. Delimitarea bazinului hidrologic pe hărți.

4.2. Bazinul hidrografic BH

4.2.1. Definiția BH

Prin denumirea de *bazin hidrografic BH*, *bazin de recepție* sau *bazin colector*, se înțelege teritoriul care înglobează rețeaua hidrografică RH pînă la cumpăna apelor.

BH se delimitează deci prin cumpăna apelor, care este linia celor mai înalte cote ale BH considerat; evident, cumpăna apelor aparține și bazinelor învecinate (fig. 4.4). Importanța BH poate fi apreciată indirect prin ordinul de mărime al rețelei hidrografice respective cu care în fapt este inseparabil legat.

În cadrul bazinului hidrografic are loc procesul complex al transformării precipitațiilor atmosferice în fluxuri de apă ce se colectează de către rețeaua hidrografică și rezervoarele subterane. Această acțiune impune studierea cît mai aprofundată a diferitelor aspecte fiziografice ale bazinului.

4.2.2. Suprafața BH

Cantitativ, suprafața BH se exprimă în km² sau în ha și trebuie întotdeauna să fie asociată cu denumirea sau kilometrajul profilului de închidere a cumpenei apelor la extremitatea sa din aval. De exemplu, suprafața BH al rîului Argeș la profilul-baraj Vidraru este $F = 277$ km², suprafața BH al Dunării la km 955 + 0,00 este $F = 565\,000$ km² ș.a.m.d.

Evaluarea suprafeței, — după ce cumpăna apelor s-a delimitat pe hărți la scări corespunzătoare — se obține prin planimetrare, cu procedeele cunoscute pentru suprafețele de forme neregulate. Este de la sine înțeles, că supra-

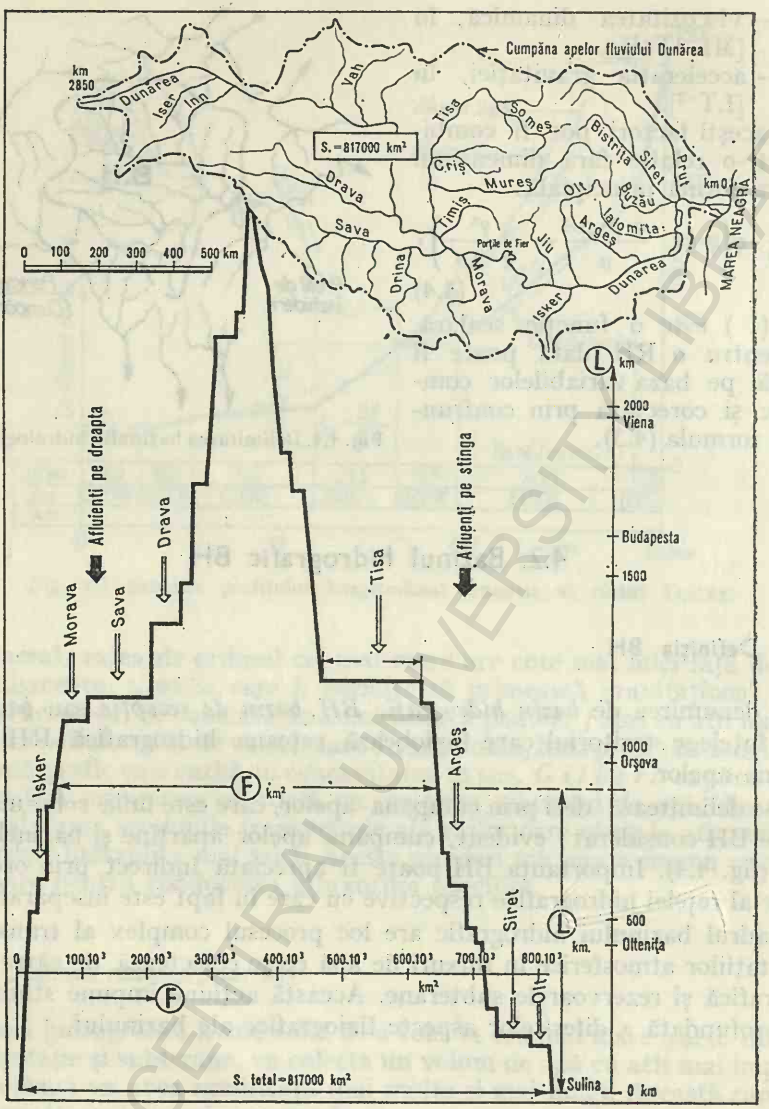


Fig. 4.5. Epură a variației bazinului hidrologic al fluviului Dunărea.

fața BH crește pe măsură ce profilele de închidere se situează către avalul cursului de apă. În figura 4.5 se redă modul de variație al BH al Dunării, în raport cu lungimea traseului.

4.2.3. Forma geometrică a BH

Ramificațiile atît de variate ale RH, imprimă BH forme plane deosebit de diferite; cu unele aproximații parte din ele ar putea fi înscrise în forme regulate ca de exemplu: cerc, elipsă, formă alungită (fig. 4.6).

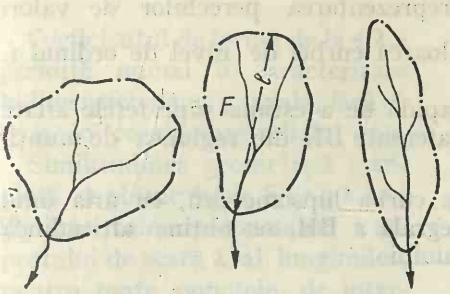


Fig. 4.6. Forme teoretice ale BH.

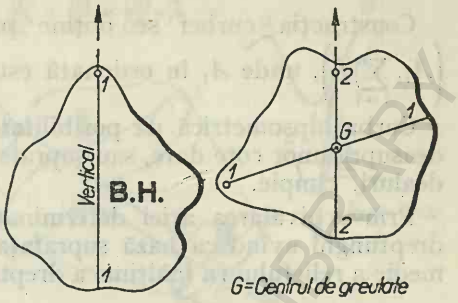


Fig. 4.7. Determinarea experimentală a centrului de greutate a BH.

După unii autori, forma BH s-ar putea exprima prin lățimea medie, adică prin raportul

$$B = \frac{F}{\lambda}, \tag{4.5}$$

unde F este suprafața, iar λ lungimea pe axul median.

Într-o altă formulare, forma BH se exprimă printr-un coeficient β, avînd semnificația gradului de abatere de la forma circulară. Coeficientul de formă se va obține în acest caz, prin raportul celor două suprafețe, adică:

$$\beta = 4\pi \frac{F}{L^2}, \tag{4.6}$$

unde F este suprafața BH și L — lungimea totală a cumpenei apelor.

Deoarece în unele formule hidrologice intervine poziția centrului de greutate al suprafeței, acesta se va determina prin procedeul poligonului funicular. Într-un mod direct, centrul mai poate fi materializat prin decuparea pe carton la scara hărții, a suprafeței BH și suspendarea acestuia succesiv din două puncte marginale; centrul se va găsi la intersecția celor două linii trasate pe carton în continuarea firului de suspendare (fig. 4.7).

4.2.4. Curba hipsometrică și altitudinea medie a BH

Curba hipsometrică este un grafic obținut pe baza curbelor de nivel, care brăzdează harta cu suprafața BH (fig. 4.8).

Ordonatele reprezintă altitudinile, iar abscisele însumări ale suprafețelor parțiale f_i dinte curbele de nivel. Notațiile de pe figură au următoarele semnificații:

A — cota curbei de nivel de cea mai înaltă altitudine;
ΔA — echidistanța curbelor de nivel;
C_1 și C_0 — cotele de pe cumpăna apelor, cea mai înaltă, respectiv cea mai joasă;
$\sum_1^i f_i$ — însumarea suprafețelor parțiale dintre cota C_1 și curba de nivel de ordinul $i = 1,2 \ldots n$.

Construcția curbei se obține prin reprezentarea perechilor de valori $\left(A_i, \sum_{i=1}^{i} f_i\right)$, unde A_i în ordonată este valoarea curbei de nivel de ordinul i.

Curba hipsometrică dă posibilitatea rapidă de a estima suprafețele aflate deasupra unor cote date, sau suprafețele aferente BH din regiunea de munți, dealuri, cîmpie.

Prin echivalarea ariei determinate de curba hipsometrică, cu aria unui dreptunghi avînd ca bază suprafața integrală a BH, se obține altitudinea medie a reliefului ca înălțime a dreptunghiului.

4.2.5. Panta medie a BH

Deși relieful BH poate fi deosebit de variat, totuși în sensul valorilor descrescătoare ale cotelor de altitudine, se poate calcula o pantă medie $\bar{J}$ utilă în aprecierea mișcării apei pe suprafața BH. Ținînd seamă de figura 4.8 și cu notația:

$J_i = \frac{\Delta A}{b_i}$ — panta medie a terenului dintre două curbe de nivel;

b_i — lățimea medie a suprafeței parțiale f_i dintre cele două curbe de nivel;

F — suprafața integrală a BH considerat,

rezultă relația: $$\bar{J} = \frac{\sum J_i f_i}{F}.$$

Deoarece, $f_i = l_i \cdot b_i$, în care l_i este lungimea mediană a suprafeței f_i, rezultă în continuare:

$$\bar{J} = \frac{\Delta A}{F} \sum l_i, \qquad (4.7)$$

unde $\sum l_i$ reprezintă lungimea totală a curbelor de nivel din BH considerat; cu cît echidistanța ΔA va fi mai mică și numărul de curbe de nivel mai mare, cu atît se va obține o precizie mai bună.

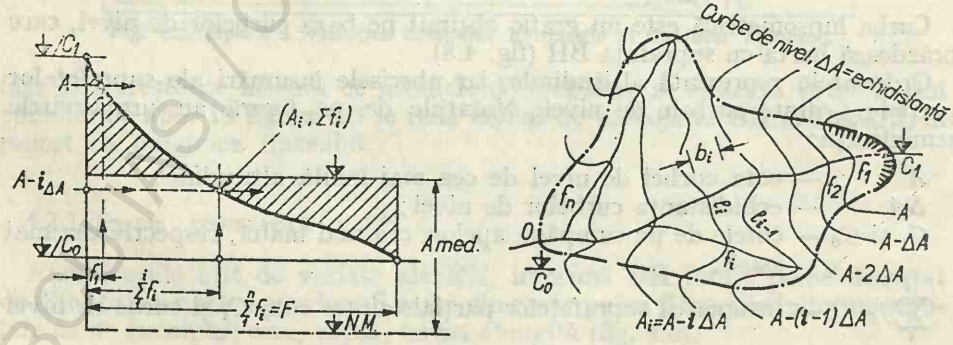


Fig. 4.8. Curba hipsometrică a BH.

4.2.6. Similitudinea geometrică a BH

Coeficientul de formă de la 4.2.3 permite numai o caracterizare bidimensională și parțială, fără să se ia în considerare relieful său.

Similitudinea geometrică completă se obține după *Strahler* [2] prin valoarea constantă a raportului de scară λ al lungimilor, pentru toate punctele de intersecție cu razele vectoare indicate în figura 4.9. Deci, cele două BH trebuie să corespundă condițiilor de omotetie. Criteriul devine necesar, în cazul în care s-ar pune problema unor experimentări pe model la o scară mai mică a BH dat.

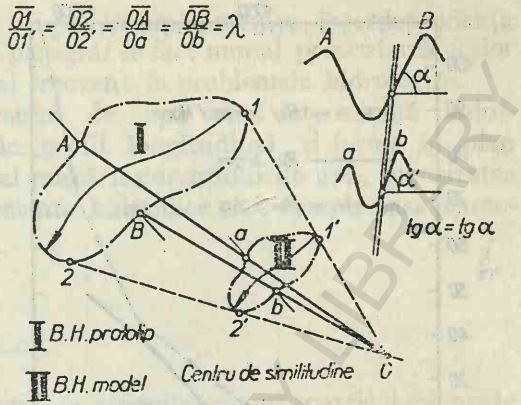


Fig. 4.9. Condiția de similitudine geometrică a bazinelor hidrografice.

4.2.7. Învelișul vegetal și structura geologică ale BH

— *Folosințele agrosilvice*, sub formă de păduri, livezi, culturi cerealiere și pășuni, formează învelișul vegetal care acoperă cea mai mare parte a suprafețelor BH. Acest înveliș vegetal intervine cu o pondere importantă prin reținerea parțială și frînarea mișcării maselor de apă precipitate în mișcare pe suprafața BH. Pădurile, care au o existență multianuală — și îndeosebi acelea din BH montane și colinare — , contribuie substanțial la atenuarea scurgerilor torențiale, provenite din ploi și topiri de zăpadă.

Suprafața împădurită dintr-un BH și structura pădurii sînt deci elementele care nu trebuie neglijate în studierea scurgerilor. Gradul de împădurire sau parametrul de împădurire α_p se exprimă prin raportul:

$$\alpha_p = \frac{F_p}{F}, \tag{4.8}$$

unde F_p este suprafața împădurită și F — suprafața BH.

Suprafața împădurită se determină după hărți și informări suplimentare (inclusiv structura) luate de la administrațiile silvice.

— *Structura geologică* a solului BH constituie de asemenea un factor fiziografic necesar pentru caracterizarea bazinului. Prin capacitatea mai mare sau mai mică pe care o au rocile de la suprafața BH, de a infiltra precipitații și deci de a micșora scurgerile, devine de o reală utilitate elaborarea unei hărți a BH cu repartiția structurilor geologice cu apreciere asupra gradului lor de permeabilitate. De reținut că în regiunile muntoase cu roci cristaline neîmpădurite, infiltrația va fi neglijabilă, în formații de carst atinge 30...80%, în roci marnoase și argiloase 30...50%, iar în nisipuri și pietrișuri 40...70% din cantitatea de apă superficială.

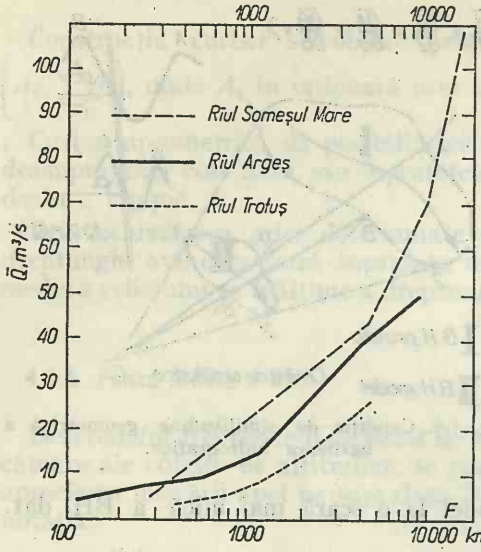


Fig. 4.10. Corelaţia scurgere medie-suprafaţă (exemplificare).

7 000 km² se situează în ordinea din

4.2.8. Corelaţia scurgere-suprafaţă BH

După cum s-a indicat în 4.2.1, BH este operatorul care transformă precipitaţia atmosferică în scurgere în profilul de închidere. În aceste condiţii sînt posibile corelaţii între suprafeţele BH de diferite ordine şi, de exemplu, valoarea medie anuală a volumelor de apă scurse în profilele de închidere respective (fig. 4.10).

4.2.9. Lungimile cursurilor de apă mai importante şi suprafeţele BH respective, pe teritoriul ţării

După mărimea suprafeţelor BH, primele nouă cursuri de apă, cu excepţia Dunării, avînd peste tabelul 4.1.

Tabelul 4.1

Nr. crt.	Cursul de apă	F (km²)	L (km)	Obs.
1	Siret în R.S.R.	42 830	576	
2	Mureş	27 830	716	
3	Prut în R.S.R.	10 990	716	
	în U.R.S.S.	17 426	950	
4	Olt	24 010	670	
5	Someş	17 790	349	
6	Argeş	12 590	327	
7	Ialomiţa	10 430	400	
8	Jiu	10 070	331	
9	Timiş	7 260	231	

4.3. Albiile cursurilor de apă

4.3.1. Generalităţi

Prin albie, se înţelege partea inferioară a văii ocupată permanent sau temporar de curentul de apă. Aşezată pe structuri geologice foarte tari, albia modelează forma curentului şi îi imprimă direcţiile de curgere; în schimb pe structuri aluvionare, curentul de apă — prin erodări şi depuneri — îşi modelează singur albia pentru a corespunde legilor sale de mişcare. Ramura hidraulicei

denumită „Dinamica albiilor" se ocupă în amănunt cu interdependența dintre curenți și albiile lor; în acest paragraf se face numai prezentarea acelor noțiuni și factori care intervin mai frecvent în problemele hidrologice.

Albia unui anumit sector al cursului de apă este determinată hidrotopografic, prin profile transversale, profil longitudinal și forma în plan orizontal. Din punctul de vedere al mișcării curentului de apă, rugozitatea și granulozitatea pereților sînt elemente hidraulice care completează caracterizarea albiilor naturale.

4.3.2. Profilul transversal al albiei

Forma profilului transversal numai în anumite cazuri particulare poate fi asimilată cu un dreptunghi, trapez, parabolă sau combinații cu acestea. În general, profilul este destul de neregulat fiind alcătuit dintr-o parte mai adîncă, numită *albia minoră* și părți laterale, care se acoperă cu apă numai în anumite epoci ale anului.

Părțile laterale mai dezvoltate în întindere, poartă numele de *lunci*; ele sînt cu atît mai accentuate cu cît debitele de apă care le acoperă sînt mai importante.

Albia minoră a cursurilor de apă cu scurgeri permanente (fig. 4.11) este acoperită total sau parțial de către masa de apă și este delimitată prin cele două maluri; în funcție de structura geologică, malurile în profil transversal au înclinări care variază de la poziția verticală pînă la înclinări de 1|5. Linia adîncimilor maxime ale albiei minore din profilele transversale succesive este denumită și *talveg*.

Pe anumite sectoare unde interacțiunea dintre curent și albie este puternică, profilele transversale suferă modificări importante, care trebuie înregistrate periodic. După cum s-a menționat aceste modificări se datoresc fie depunerilor de aluviuni, în care caz patul albiei se ridică, fie eroziunilor, cînd patul albiei coboară și malurile devin mai abrupte.

Albia minoră și părțile laterale (luncile) formează *albia majoră* a cursului de apă. După gradul inundațiilor, albia majoră are o întindere mai mare sau mai mică; calculele hidrologice de probabilitate și cele hidraulice permit determinarea întinderilor albiei majore, pentru diferite asigurări de depășire a debitelor maxime.

Profilele transversale conțin secțiuni de scurgere ale curentului a căror lățime B și adîncime medie Y_{med} sînt determinate în formațiile aluvionare de mărimea unui anumit debit Q. Pe baza cercetărilor în natură și experimentări în laborator, o serie de autori propun pentru

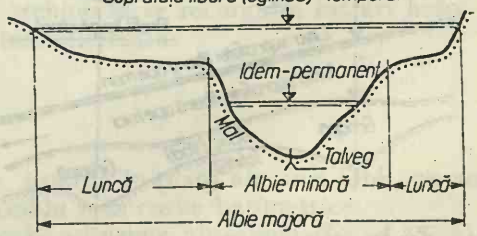


Fig. 4.11. Profil transversal de principiu prin albia minoră și albia majoră.

acest caz formule de calcul (*Lacey, Bose, Inglis, Blench* etc). De exemplu, structura principială a formulelor *Blench* [2] este:

$$B = \left(\frac{\alpha}{\beta} Q\right)^{1/2}; \qquad Y_{med} = \left(\frac{\beta^2}{\alpha} Q\right)^{1/3}, \tag{4.9}$$

unde: α și β sînt parametrii în funcție de granulozitatea albiei și de forma profilului. Trebuie reținut că linia oglinzii apei din profilul transversal al albiei nu este riguros orizontală, ca urmare a existenței în masa de apă curgătoare a o serie de curenți secundari. Astfel, în timpul creșterii debitului, pe sectoare rectilinii, suprafața liberă ia o formă convexă cu cote mai ridicate către mijlocul albiei, pe cînd în epocile de descreșteri devine concavă, cu cote mai mari către maluri. Pe sectoarele în curbă, linia suprafeței libere se înclină, avînd cote mai mici la malul convex față de cel concav. Diferența Δy se poate calcula cu relația:

$$\Delta y = \frac{B}{R} \frac{v^2}{g} \quad [\text{m}], \tag{4.10}$$

unde:

B este lățimea oglinzii apei, în m;
R — raza medie a sectorului de albie care conține profilul, în m;
v — viteza medie a curentului în profil, în m|s;
g — accelerația gravitației, în m|s^2.

4.3.3. Profilul longitudinal și corelația cu traseul în plan

Reprezentarea grafică în plan vertical a liniei talvegului și a liniilor suprafeței libere la anumite asigurări ale debitului alcătuiesc profilul longitudinal al albiei pe sectorul considerat. Pe sectoarele cu relief muntos, elementele profilului longitudinal sînt deosebit de accentuate, talvegul și linia apelor prezentînd pante rapide și chiar cascade. Pe măsură ce relieful scade, elementele profilului au valori din ce în ce mai atenuate. În sectoarele aluvionare se creează o interdependență între profilul longitudinal și forma în plan a acestuia.

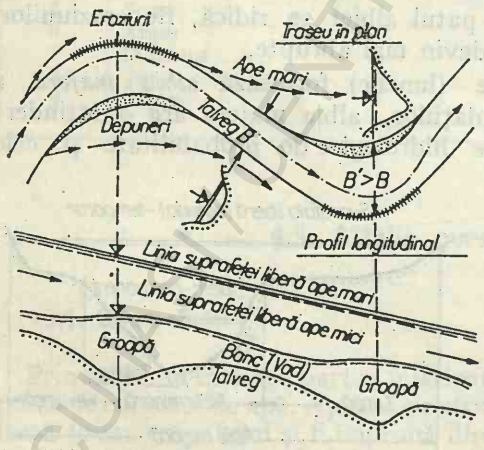


Fig. 4.12. Profil longitudinal al talvegului în regiuni de șes.

Figura 4.12 exemplifică caracterul unei albii în regiuni de șes sub raportul acestei interdependențe. Se observă că linia talvegului are pante și contrapante, formînd succesiv depresiuni denumite gropi și proeminențe denumite praguri (vaduri).

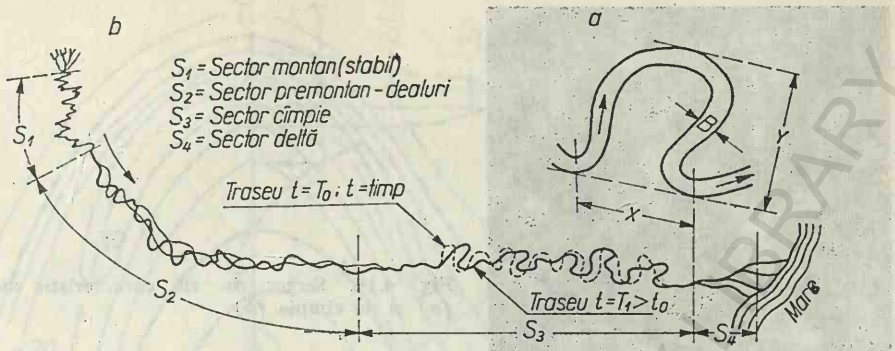


Fig. 4.13. Traseul în plan al albiilor:
a — traseu sinuos după „teoria regimului"; *b* — diferite grade de stabilitate a albiei minore.

Gropile corespund sectoarelor curbe în plan, iar pragurile, sectoarelor de trecere de la o curbă la alta (inflexiuni). Aceste denivelări provoacă suprafeței libere, pante variabile la debite mici; la debite mari însă, tind spre egalizare. Pe aceleași formații aluvionare, din cauza eroziunilor și depunerilor, traseul în plan al albiei minore capătă sinuozități cunoscute sub numele de *meandre* (fig. 4.13, *a*).

Pe baza cunoscutei „teorii a regimului" s-au stabilit următoarele formule empirice [4]:

$$X = 10{,}0\sqrt{Q};\ Y = 29{,}0\sqrt{Q};\ B = 1{,}6\sqrt{Q},\ [\text{m}] \qquad (4.11)$$

unde Q este debitul curentului, în m^3/s, iar semnificația celorlalte elemente este dată în figura 4.13, *a*.

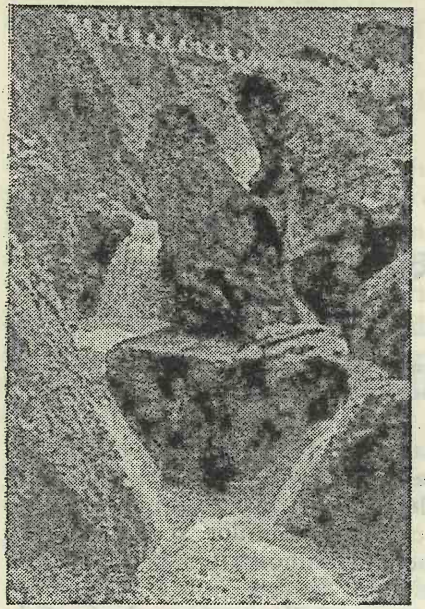
În lungul cursului de apă gradele de stabilitate sînt diferite din punctul de vedere al deplasărilor albiei minore (fig. 4.13, *b*); în sectorul montan stabilitatea este asigurată de structura dură a rocilor (fig. 4.14, *a*), sectorul premontan și de dealuri, unde curentul circulă pe propriile sale aluviuni depuse anterior, se caracterizează printr-o instabilitate accentuată, în multe sectoare formîndu-se chiar mai multe albii „mobile"; sectorul de cîmpie dispune în mod normal de o singură albie cu traseu în meandre (fig. 4.14, *b*) care se deplasează către aval (linia punctată pe figura 4.13, *b*); în fine pe sectorul de deltă unde albia pătrunde în zona de contact cu marea, instabilitatea constă într-o continuă creare dealbii secundare.

Sectoarele instabile trebuie cît mai bine identificate pentru a se putea evita complicații în studiile hidrometrice cu privire la niveluri și debite. Cînd totuși se impun studii pe sectoare instabile, trebuie să se recurgă la lucrări hidrotehnice speciale, care să asigure stabilitatea necesară.

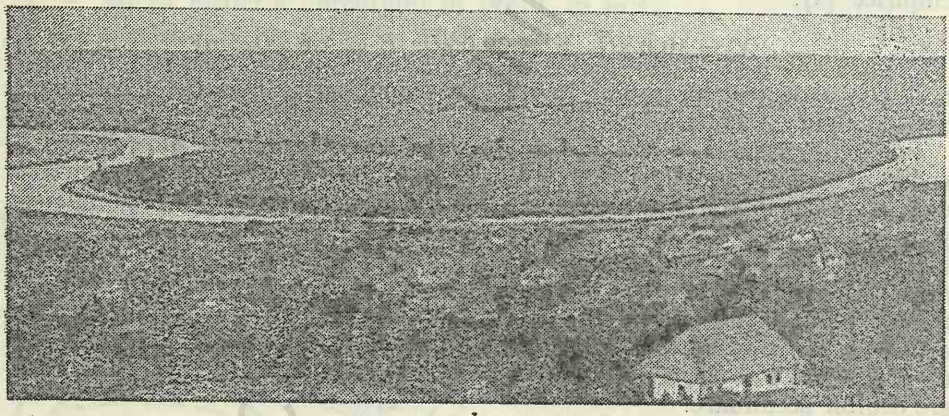
4.3.4. Reprezentări batimetrice

Elementele hidrotopografice (profile, situația în plan) ale unei albii, pe un sector dat, pot fi reprezentate în ansamblu prin curbe batimetrice.

Curbele batimetrice sînt linii de egală adîncime ale albiei (fig. 4.15, *a*), considerate față de suprafața liberă a apei, la nivelul cel mai scăzut înregistrat după timp îndelungat.



a



b

Fig. 4.14. Sector de rîu caracteristic montan *(a)* și de cîmpie *(b)*.

Practic, curbele batimetrice se trasează prin puncte pe baza a unui număr limitat de profile transversale ridicate după procedeele hidrotopografice cunoscute; curbele celor mai mari adîncimi se prezintă ca niște elipse mult alungite și îndoite. Către malul concav, curbele batimetrice sînt mult mai apropiate decît corespondentele lor de pe malul convex. Planul de comparație fiind notat cu ± 0, curbele de sub el au valori negative $-y$, iar cele de deasupra, pozitive $+y$ (fig. 4.15).

Reprezentarea albiei prin curbe batimetrice se folosește în hidrologie pentru calculul volumului de apă acumulat de-a lungul unui anumit sector al albiei, în studiul hidrodinamic al albiei, în proiectarea construcțiilor de amenajare a albiei ș.a.

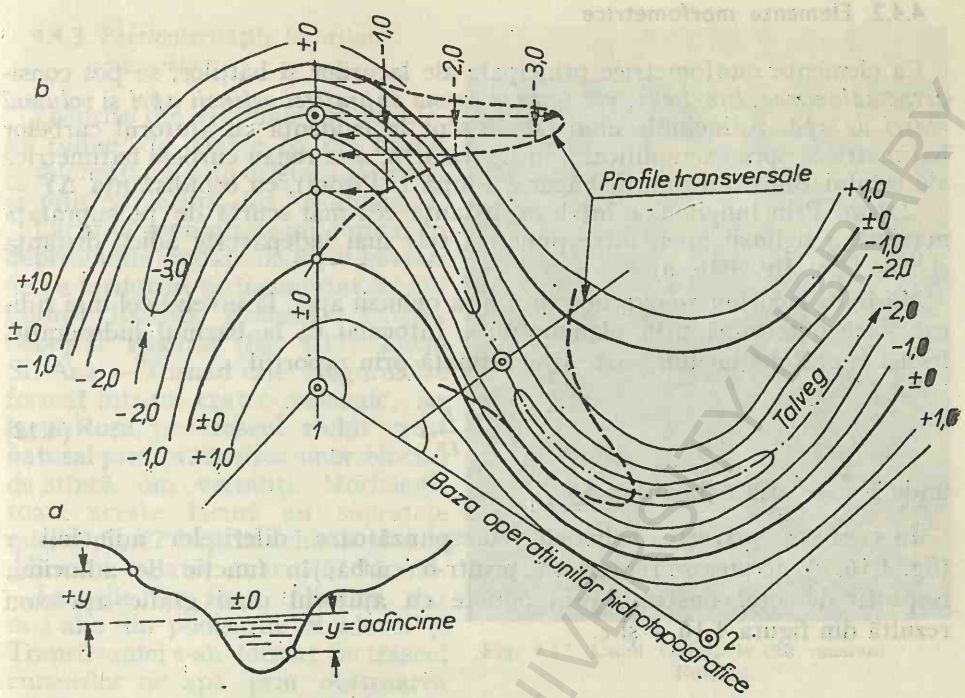


Fig. 4. 15. Curbele batimetrice ale albiei minore:
a — definiția curbei batimetrice; *b*— trasarea curbelor batimetrice.

4.4. Formații hidrologice lacustre

4.4.1. Generalități

Prin formații lacustre se înțeleg *lacurile* și *bălțile*, formate din masa apelor acumulată în depresiunile importante ale terenului. Cele mai multe fac parte din rețeaua hidrografică a bazinului considerat, de altfel ca și lacurile create artificial prin bararea cursurilor de apă, numite *lacuri de acumulare.*

Unele lacuri se situează chiar la originea cursurilor de apă cum sînt de exemplu lacurile Buda și Capra care formează originea Argeșului, altele se situează chiar pe traseul apelor, iar altele sînt izolate complet. Primele două formații se pot considera ca făcînd parte direct din rețeaua hidrografică, datorită interdependenței dintre apele lacurilor și cele din albii. Lacurile de origină constituie o primă sursă de alimentare cu apă a curentului din albie, pe cînd lacurile de traseu au o acțiune de regularizator al debitelor rîului.

Lacurile naturale de pe teritoriul țării se găsesc atît în regiunile cu cele mai înalte altitudini, cît și în cele cu cote joase, ce uneori ating aproximativ nivelul mării.

4.4.2. Elemente morfometrice

Ca elemente morfometrice principale ale lacurilor și bălților, se pot considera: *adîncimea, lungimea, mărimea* și *forma suprafeței oglinzii apei* și *volumul masei de apă*. Adîncimile unui lac se scot în evidență cu ajutorul curbelor batimetrice. Spre exemplificare, în figura 4.16, *a* se redau curbele batimetrice ale lacului Bîlea din munții Făgăraș (după I. Pișota), cu echidistanța $\Delta Y = 2{,}0$ m. Prin lungime se înțelege distanța cea mai scurtă de pe suprafața maximă a oglinzii apei, între punctele cele mai îndepărtate adică distanța $AB = L$ (v. fig. 4.16, *a*).

Mărimea lacurilor se exprimă prin aria oglinzii apei, la nivelul cel mai ridicat și se determină prin planimetrare. Întocmai ca la bazinul hidrografic, forma suprafeței lacului poate fi exprimată prin raportul

$$\varphi = \frac{F}{L^2}, \tag{4.12}$$

unde F este aria oglinzii apei.

În ceea ce privește volumele corespunzătoare diferitelor adîncimi y (fig. 4.16, *c*), acestea se reprezintă printr-o curbă, în funcție de adîncimi, respectiv de cote, construită prin puncte cu ajutorul unui grafic așa cum rezultă din figura 4.16, *b* și *c*.

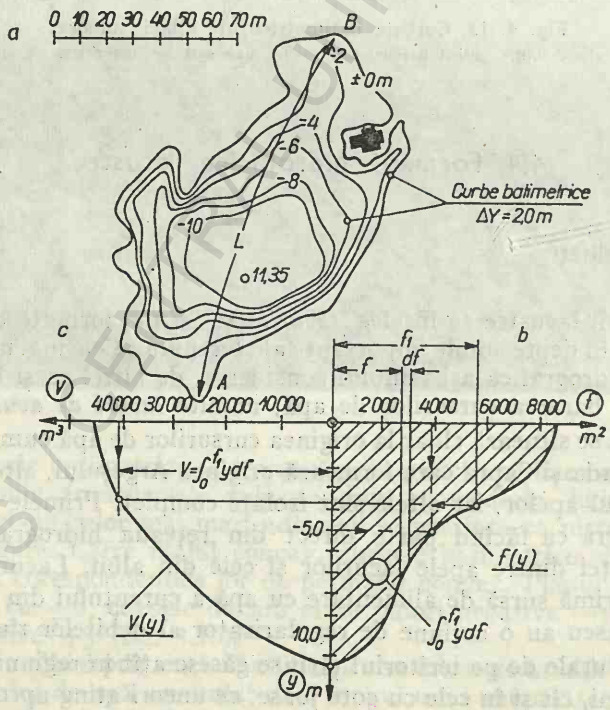


Fig. 4.16. Curbe batimetrice în lacuri:
a — în lacul Bîlea; *b* și *c* — determinarea grafică a curbelor batimetrice.

4.4.3. Particularitățile lacurilor naturale

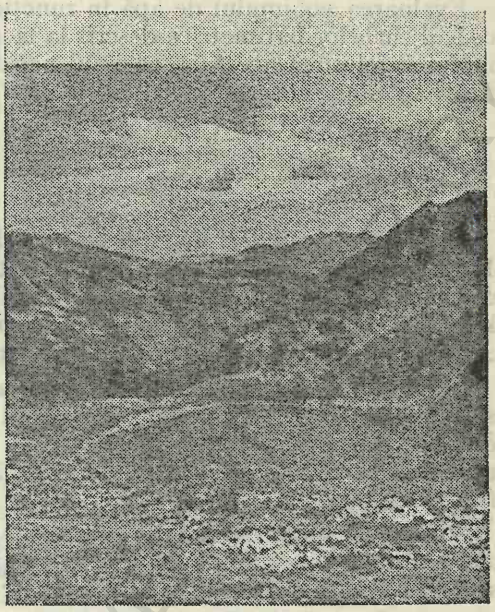


Fig. 4.17. Lacul Ghimpele din masivul Retezat.

Lacurile din regiunile de munte, de coline, de cîmpie și de litoral se diferențiază prin originea formării și prin structura lor morfologică.

Lacurile montane s-au format în depresiunile erodate de foștii ghețari de pe teritoriul țării cum sînt cei din munții Rodnei, Retezat, Parîng, Sebeș și Făgăraș (fig. 4.17). Lacul Sf. Ana — Tușnad este singurul lac format într-un crater vulcanic, iar lacul Roșu, pe traseul rîului creat natural prin prăbușirea unor blocuri de stîncă din versanți. Morfologic toate aceste lacuri au suprafețe mici (0,5...12 ha), în schimb posedă adîncimi relativ mari (6...13 m).

Lacurile din zona colinelor, dar mai ales din podișurile Moldovei și Transilvaniei s-au format pe traseul cursurilor de apă prin obstruarea albiilor de către conurile lor de dejecție și de către masele de pămînt rezultate din alunecările de maluri.

În regiunile de cîmpie, lacurile respective își datoresc existența fie tasărilor unor terenuri loessoide, fie prezenței depresiunilor din luncile importante ale cursurilor de apă. Mărimea suprafeței oglinzii este relativ mare (300...500 ha), însă adîncimile nu depășesc 5...6 m (exemple: Snagov, Strachina etc.).

Lacurile de-a lungul litoralului provin din vechile lagune ale mării, care s-au astupat treptat de cordoanele litorale (Siutghiol, complexul Razelm — Sinoe etc.). Se caracterizează prin mari întinderi de ape atingînd la Razelm — Sinoe o suprafață de 73,1 km².

4.4.4. Lacuri de acumulare

Pentru satisfacerea cu apă a folosințelor hidraulice, pentru prevenirea inundațiilor și pentru satisfacerea cerințelor de turism și sport, se creează lacuri artificiale prin bararea cursurilor de apă în anumite puncte ale acestora. Dimensiunile acestor lacuri (suprafața oglinzii, lungimea, adîncimile, forma) suferă continuu modificări, ca urmare a modului de umplere și golire a lor. În funcție de condițiile favorabile hidrologice, hidrotopografice, geologice și economice, aceste lacuri se pot crea pe oricare din zonele geografice; frecvența lor este desigur mai importantă în regiunile montane.

Adîncimile lor sînt maxime la contactul apei cu barajul, care după cum se știe, poate atinge în unele cazuri sute de metri.

De la baraj în amonte, adîncimile scad continuu pînă la adîncimea cursului de apă barat și cu atît mai mult cu cît panta talvegului este mai mare.

Evaluarea volumului de apă în funcție de cota oglinzii se obține prin procedeul curbelor batimetrice descris la lacurile naturale. Prin acumularea volumului și folosirea acestuia, regimul natural al scurgerii rîurilor suferă modificări substanțiale.

4.4.5. Bălți

Bălțile sînt întinderi mari de apă stătătoare, de mică adîncime (maximum 1,0 m), adesea avînd straturi de mîl destul de groase (1...2 m), provenite din decantarea aluviunilor și a descompunerii vegetației acvatice. Aceste formații lacustre se alimentează cu apă din precipitațiile atmosferice, izvoare și din revărsările periodice din timpul apelor mari.

Cea mai mare parte a oglinzii apei este acoperită cu plante acvatice în diverse stări de vegetație, în special cu plaur și stuf; bălțile din Delta Dunării sînt din acest punct de vedere reprezentative. În epoca de intensă evaporație, unele bălți seacă total, făcînd să apară straturi de mîl fragmentat prin fisurări adînci.

Sub aspect hidraulic, bălțile din luncile cursurilor de apă, datorită vegetației abundente din timpul primăverii și verii, au ca efect reducerea secțiunii de scurgere a apelor de inundație a luncilor respective și o sporire a rugozității.

4.5. Formații hidrologice subterane

4.5.1. Clasificare

Sub denumirea de formații hidrologice subterane se înțeleg depozitele de apă aflate la diferite adîncimi față de nivelul terenului. Prezența lor sub formă naturală se datorește infiltrației apelor de precipitație, care umplu porii și golurile rocilor permeabile (nisipuri, pietrișuri, calcaruri fisurate etc.). Nu se poate considera o structură morfologică a acestor formații în sensul cursurilor de apă de suprafață, deoarece ele se integrează total în litografia subsolului.

După o schemă dată de *G. Bogomolov* [10] formațiile hidrologice subterane se clasifică în trei grupe și anume: straturi de ape *suspendate*, straturi de ape *freatice* propriu-zise și straturi de ape *captive* sau *arteziene*. La aceste grupe se mai pot adăuga apele aflate în cavernele carstice și apele freatice sărate de litoral.

4.5.2. Straturi de apă suspendate

Aceste formații apar în zona de aerație, deasupra unor lentile locale impermeabile de argile, marne etc.; fiind puțin adînci suferă variații în volum în funcție de temperaturile aerului și de regimul precipitațiilor atmosferice,

eventual pot să și dispară. Întinderea suprafeței stratului depinde de baza impermeabilă, care în aceste cazuri este relativ redusă (fig. 4.18).

În afară de straturile suspendate care se pot forma în mod natural, structuri similare se creează în mod artificial, prin infiltrațiile de ape din rețelele de canalizare defecte sau din cîmpurile irigate excesiv.

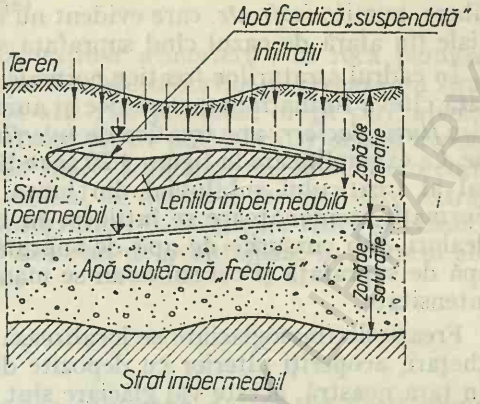


Fig. 4.18. Formație tipică de strat freatic.

4.5.3. Straturi freatice normale

Aceste formații subterane, aflate la adîncimi pînă la maximum 20... 25 m, constituie zona de saturație cu apă a straturilor permeabile, așezate pe roci practic impermeabile (v. fig. 4.17). Se alimentează din precipitații și într-o mică măsură, din condensarea vaporilor încorporați în zona de aerație. Creșteri importante de volum și adîncimi pot să se producă prin pătrunderea apelor de irigații nefolosite de plante și prin apele cursurilor de apă intersectate de aceste straturi; drenajele naturale și artificiale contribuie la diminuarea volumului și adîncimilor. Contactul straturilor freatice cu albiile de suprafață, ca urmare a intersectării lor, dă loc la interacțiuni în sensul că în epocile de ape mici ale cursurilor de apă, straturile freatice alimentează curenții de suprafață și invers, straturile freatice pot fi alimentate de cursurile de apă în epocile de ape mari ale acestora.

Reprezentarea morfologică a unei formații freatice se obține prin liniile echipotențiale ale suprafeței libere, numite *hidroizohipse* și prin curbele de nivel ale suprafeței stratului impermeabil (fig. 4.19). Direcțiile de scurgere ale curentului subteran vor rezulta ca linii perpendiculare pe hidroizohipse, sensul de scurgere fiind evident către valorile minime ale acestora. În timp ce curbele de nivel ale bazei rămîn aceleași, hidroizohipsele se schimbă în raport cu modificările continue ale volumului de apă conținut de strat.

Dacă se ia ca plan de comparație suprafața solului în locul unui plan orizontal ca în cazul precedent, se obțin curbe de egală adîncime ale suprafeței

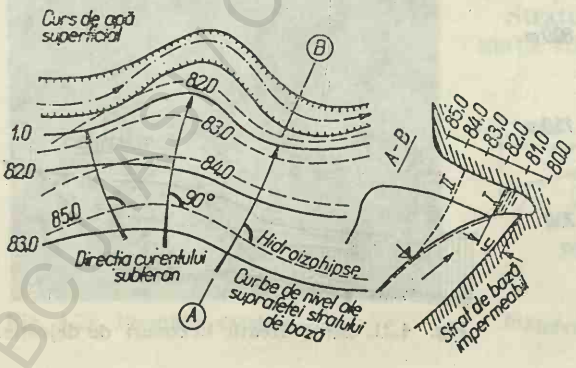


Fig. 4.19. Hidroizohipsele stratului freatic.

libere, numite *izofreate*, care evident nu mai au proprietățile liniilor echipotențiale (în afară de cazul cînd suprafața solului este perfect orizontală).

În cadrul straturilor freatice normale, se disting în raport cu apele de suprafață cîteva formații caracteristice și anume: ape freatice *subfluviale*, ape freatice *fluvioglaciare*, ape freatice de *interfluviu* și ape freatice de *conuri de dejecție*. Ca exemplificare în figura 4.20 se redă un fragment dintr-un profil transversal al freaticului subfluvial din lunca Jiului, în dreptul orașului Craiova. Formații asemănătoare se întîlnesc în general în regiunile premontane și de dealuri, sub cursurile de apă de suprafață. Interacțiunea dintre curentul de apă de suprafață și cel subteran se manifestă la aceste formații cu deosebită intensitate.

Freaticele fluvioglaciare se localizează în depresiunile subterane ale foștilor ghețari, acoperiți ulterior cu depozite din mîluri, nisipuri și argile morenice. În țara noastră, aceste văi glaciare sînt rareori întîlnite.

Freaticele de interfluviu ocupă o parte din spațiul subteran aflat între ramificațiile rețelei hidrografice, adesea avînd o extindere și sub aceste ramificații. Dacă stratul impermeabil la contactul cu linia malurilor se află la cote superioare apelor mari, direcția de curgere a apelor freatice are loc numai către rețea. O poziție de cote mai joase a stratului de bază permite și o circulație inversă prin pătrunderea temporară a apelor din rețea în freatic. În general, forma suprafeței libere a formațiilor de interfluvii — în sectoarele de cîmpie — urmărește relieful terenului, bineînțeles la adîncimi care pot fi diferite. Cînd depresiunile stratului freatic sînt adînci, scurgerea către ramificațiile rețelei de suprafață nu mai are loc și se creează adevărate rezervoare subterane, cunoscute sub denumirea de zone *semiendoreice* (de exemplu, regiunile dintre rîurile Buzău — R. Sărat, Mostiștea — Argeș, Buzău — Călmățui [5]). De existența acestor zone trebuie să se țină seama la determinarea pe bază de relief a cumpenei apelor, care nu mai corespunde în această regiune cu linia celor mai înalte cote ale terenului din bazinul hidrografic considerat.

În subsolul marilor conuri de dejecție alcătuite din nisipuri, pietrișuri, grohotișuri etc., se află cantonate bogate ape freatice, ca urmare a puternicelor infiltrații de ape exterioare. Un profil longitudinal al structurii geomorfologice a acestui tip de acvifer freatic este redat în figura 4.21. Formații de acest tip se găsesc în spațiul subteran dintre Prahova și Teleajen (zona Ploiești), Ialomița și Dîmbovița (zona Pitești) ș.a. În unele cazuri aceste formații constituie chiar obîrșia unor cursuri de apă (Colentina, Neajlov etc.).

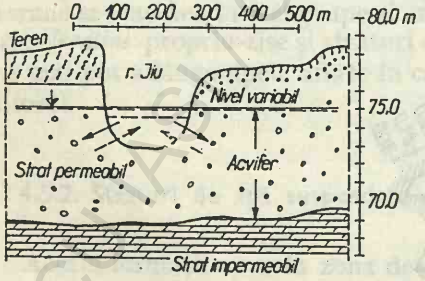


Fig. 4.20. Profil prin stratul subfluvial din lunca Jiului.

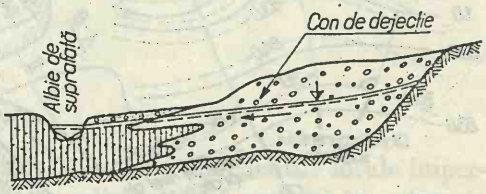


Fig. 4.21. Strat freatic în conuri de dejecție.

4.5.4. Ape subterane captive (arteziene)

Acumularea prin infiltrație a precipitațiilor atmosferice în roca permeabilă, prelungită între două straturi impermeabile coborîtoare, creează un strat freatic captiv. În mod normal, apa se află sub presiune, drept care nivelul hidrostatic în foraje este deasupra stratului captiv putînd chiar depăși nivelul terenului. Apele subterane captive de mare adîncime nu sînt intersectate de rețeaua hidrografică și rămîn în general ca depozite izolate, care extrag o cotă din precipitațiile utile rețelei hidrografice. Calitățile lor fizice și chimice ca și caracterul lor ascensional, le fac deosebit de avantajoase în sectorul alimentării cu apă a centrelor populate.

4.5.5. Ape în formații de carst

Fenomenul de carst creează formațiile subterane de apă cu acest nume. Cu o deosebită intensitate acest fenomen are loc în calcare, dolomite, ghipsuri și masive de sare, unde prin dizolvările de către ape creează în interiorul lor, canale, galerii, caverne și peșteri, parțial sau total umplute cu apă.

După cum arată *G. Bogomolov*, cursurile de apă de suprafață pot deveni subterane carstice prin pătrunderea lor în golurile mai mari sau mai mici ale rocilor, și să iasă apoi la suprafață după mari distanțe în cantități și cu mineralizări diferite. Precizarea relațiilor dintre curenții de suprafață și cei subterani din carst, este o problemă complexă, care impune studii hidrografice și hidrogeologice de specialitate. Un aspect dintr-o formație carstică este redat în figura 4.22.

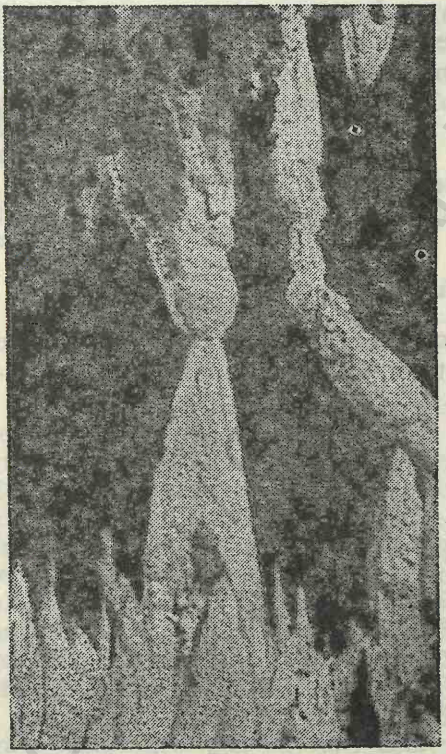


Fig. 4.22. Formație carstică.

4.5.6. Ape freatice de litoral

În regiunea de litoral, apele subterane freatice au o structură specifică, deoarece conțin două mase de apă, una deasupra cu apă dulce și cealaltă imediat dedesubt, introdusă din apa mării (fig. 4.23.).

Stratul superior provine dintr-o formație freatică normală, eventual supli-

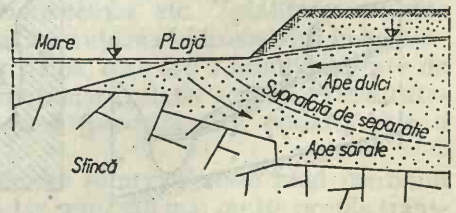


Fig. 4.23. Structură tipică de straturi freatice în zona litoralului.

mentat din infiltrația unor cursuri de apă de suprafață sau din lacuri de ape dulci din apropiere. Ambele mase de apă au același strat de bază impermeabil, uneori de natură stîncoasă cu sau fără fisuri umplute cu apă sărată. Intersecția stratului freatic cu apele din rețeaua hidrografică de suprafață, creează între acestea interacțiuni cu efecte asupra cantității și calității apei din ambele formații hidrologice.

4.6. Izvoare

Apele subterane freatice pot ieși — în unele cazuri — la suprafața terenului, într-o vînă concentrată, formînd așa-numitele izvoare. După R. *Ciocîrdel* [11], izvoarele se clasifică în izvoare de *convergență* sau de eroziune cînd sînt situate la contactul albiilor de suprafață cu stratul freatic respectiv (fig. 4.24, *a*), în izvoare de *preaplin* (fig. 4.24, *b*) și în izvoare *arteziene* sau *izbucuri* (fig. 4.24,*c*). Ieșirea la zi a izvoarelor arteziene poate avea loc chiar în mediul marin, în lacuri și cursuri de apă, în care caz se numesc izvoare *subacvatice*. De asemenea, izvoarele pot să apară pe versanții văilor învecinate cu lacurile de acumulare create prin baraje, dacă sînt posibile infiltrări ale apei din lacuri.

Sub denumirea de *perene* se înțeleg izvoarele care au o curgere permanentă și *intermitente*, cînd curgerea se întrerupe în anumite perioade (de ex. în timp de secetă). După valoarea raportului dintre debitul maxim Q_{max} și cel minim Q_{min} și după gradul de regularitate a debitelor, izvoarele pot fi clasificate după cum urmează:

— izvoare cu curgere foarte constantă	$Q_{max}/Q_{min} = 1...2$
— izvoare cu curgere constantă	$Q_{max}/Q_{min} = 2...10$
— izvoare cu curgere variabilă	$Q_{max}/Q_{min} = 10...30$
— izvoare cu curgere foarte variabilă	$Q_{max}/Q_{min} = 30...100$

Apele provenite din izvoare gravitînd către ramificațiile rețelei hidrografice de suprafață contribuie la sporirea debitului, în special în epocile fără precipitații atmosferice.

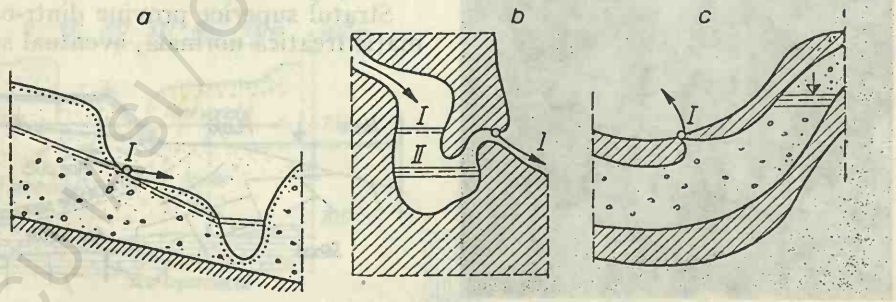


Fig. 4.24. Izvoare:
a — de convergență; *b* — de preaplin; *c* — artezian.

5.

Hidrometria nivelurilor, adîncimilor, vitezelor și debitelor

5.1. Necesitatea măsurătorilor directe

Hidrologia ca oricare știință a naturii, trebuie să obțină mai întîi un minimum de date asupra fenomenelor sale specifice folosind observațiile directe, dar mai ales, măsurătorile după metodologii și procedee tehnice proprii. Fondul acesta documentar — prin caracterul lui obiectiv — este necesar mai multor investigații de ordin științific și anume:

— în orientarea generală asupra domeniului de valori în care poate evolua un fenomen hidrologic (nivel, adîncime, viteze, debite, aluviuni etc.);

— în verificarea unor noi concepte privind procesul genetic al fenomenelor hidrologice;

— în determinarea parametrilor din formule empirice și modele hidrologice de simulare a fenomenelor, ca și în formarea de șiruri statistice etc.;

— în operațiile de prognoză hidrologică.

Datele hidrometrice se obțin de-a lungul unei perioade de mulți ani în care timp pot interveni și schimbări structurale, de aceea sînt necesare informări suplimentare privind exactitatea și omogenitatea lor.

Sursa principală de documentare a datelor hidrometrice o formează anuarele și buletinele lunare hidrologice, publicații cu caracter oficial, elaborate de Institutele de specialitate (în țara noastră Institutul de Meteorologie și Hidrologie).

5.2. Rețeaua hidrometrică

În vederea efectuării operațiilor tehnice pentru obținerea de date privind fenomenele hidrologice dintr-un BH, este nevoie ca în anumite puncte geografice să se înființeze servicii cu acest specific. După importanța studiilor de efectuat, primesc un grad mai mare sau mai mic de dotații în personal, utilaj, aparate, construcții, materiale ș.a., de unde și clasificarea lor în *stații hidrometrice* de diferite grade, *posturi hidrometrice* etc. Totalitatea acestor servicii constituie o rețea hidrometrică. De fapt rețeaua hidrometrică în ansamblul ei, înglobează două rețele componente: una, care are o funcționalitate de lungă durată și cealaltă cu o durată de funcționare relativ scurtă. Prima categorie constituie *rețeaua hidrometrică de bază* (permanentă), cealaltă este o *rețea hidrometrică auxiliară.*

Local, prin stațiile și posturile hidrometrice se urmăresc în mod continuu variabilele hidrologice (niveluri, debite ș.a.) în unul sau mai multe profile transversale ale unui sector de lungime limitată, în cazul cursurilor de apă și în unul sau într-un sistem de foraje, în cazul apelor subterane.

5.2.1. Rețeaua hidrometrică a cursurilor de apă de suprafață

Rețeaua hidrometrică de bază trebuie să fie capabilă să furnizeze date în mod continuu cel puțin 20...25 de ani. Fiecare stație sau post hidrometric al rețelei se amplasează în condiții care să asigure *caracterul natural* al variabilei studiate. În acest scop se vor evita influențele și dificultățile provenite din:

— vecinătatea imediată a construcțiilor hidrotehnice (lacuri de acumulare, prize de apă ș.a.) și poduri cu debușee insuficiente;

— instabilitatea în plan orizontal și vertical a albiei, alegînd de preferință sectoare rectilinii cu profile invariabile;

— lipsa de sensibilitate hidrologică, ca de exemplu variații mari ale nivelurilor în profil transversal, care conduc la variații mici de debite;

— accesul dificil de la cea mai apropiată arteră de circulație.

Repartizarea stațiilor, respectiv a posturilor hidrometrice în rețea, trebuie să aibă în vedere următoarele criterii care ajută la o coordonare și exploatare mai ușoară a datelor obținute pe întregul BH:

— pe sectoarele lungi fără afluenți importanți, distanțele între două puncte hidrometrice, să se aleagă astfel încît debitul mediu al cursului de apă, respectiv între două asemenea puncte învecinate să difere cu circa 20%;

— la confluențe importante, fiecare curs de apă să dispună de cîte un punct hidrometric imediat în amonte, iar pe cursul de apă principal de un punct în aval la o distanță care să satisfacă diferența de 20% mai sus menționată în raport cu însumarea debitelor de la confluență.

Punctele hidrometrice (pentru a fi identificate) se asociază cu numele cursului de apă deservit și cu coordonatele geografice (latitudine și longitudine), respectiv cu kilometrajul amplasamentului de-a lungul acelui curs de apă (eventual cu denumirea localității riverane). În descrierea rețelei hidrometrice dintr-un BH, se vor adăuga pentru fiecare punct component, suprafața BH pînă la acel punct și data de cînd este în funcțiune.

O rețea de bază bine concepută satisface în mare măsură atît cerințele proiectării, cît și ale exploatării construcțiilor hidrotehnice existente și ale celor planificate să se execute. După ultimele date, rețeaua hidrometrică de bază din țara noastră se compune din 765 de puncte hidrometrice, ceea ce ar reveni un punct la 325 km^2.

Punctele hidrometrice ale rețelei auxiliare completează în mod temporar rețeaua de bază, în scopul de a obține informații suplimentare, de exemplu, pentru proiectarea unor construcții hidrotehnice (baraje, prize etc.) în amplasamente îndepărtate de punctele hidrometrice existente, pentru îmbunătățirea metodelor de prognoză hidrologică, pentru exploatarea rațională a folosințelor hidraulice ș.a. După un timp de funcționare în paralel cu rețeaua de bază (4...6 ani), — folosind metoda corelațiilor — se obțin rezultate în sensul scopului de mai sus.

Amplasamentele punctelor auxiliare — pentru exploatarea folosințelor — trebuie bine studiate pentru a corespunde problemelor puse, mai ales dacă este cazul să se înregistreze aspecte ale mișcării nepermanente ale apelor care intră și ies din folosință.

În cazul construcțiilor hidrotehnice se recomandă utilizarea evacuatorilor (deversoare, goliri de fund, prize ș.a.) ca dispozitive de măsurare a debitelor, întrucît acestea au stabilitate în timp și oferă o bună similitudine hidraulică.

5.2.2. Rețeaua hidrometrică a acviferelor freatice

Datorită întinderii lor bidimensionale, straturile freatice trebuie studiate local după o tehnică diferită de aceea a cursurilor de apă de suprafață, care sînt filiforme. Rețeaua respectivă constă din puncte de măsurătoare alcătuite din foraje singulare sau mai bine, grupate în triunghiuri, care permit determinarea direcției și sensului de curgere a curentului subteran. Vizibilitatea și accesul pentru efectuarea măsurătorilor sînt oarecum diferite, de aceea cer o semnalizare distinctă.

Modul de repartizare a forajelor depinde de natura structurilor freatice și de interacțiunea acestora cu apele de suprafață; orientarea în linii mari a întinderii și adîncimilor diferitelor straturi freatice se poate obține în prealabil din puțurile și fîntînile existente. Pentru studii aprofundate privind interacțiunea ape de suprafață-ape subterane, se utilizează foraje amplasate pe aliniamente perpendiculare pe cursul de apă, respectiv pe hidroizohipse.

5.2.3. Rețeaua hidrometrică a lacurilor

Studiul hidrologic al lacurilor naturale necesită de asemenea înființarea unei rețele hidrometrice, ale căror puncte de măsurare se amplasează în poziții favorabile asemănătoare ca și la cursurile de apă de suprafață.

5.3. Hidrometria nivelurilor curenților de suprafață

Prin *nivel* în hidrologie se înțelege cota oricărui punct situat pe suprafața liberă a apei, la un moment dat. Planul de referință orizontal poate fi nivelul mării sau un plan relativ. Nivelul apei în punctele rețelei hidrometrice este dat de cota suprafeței libere din profilul transversal adică de mărimea verticalei în momentul măsurării (fig. 5.1); linia suprafeței libere a apei în profil trebuie să fie însă orizontală, ceea ce nu întotdeauna este cazul. În această ultimă situație, nivelul se ia media pe lățimea suprafeței libere, în special cînd sînt diferențe sensibile.

Nivelul și *adîncimea* apei sînt noțiuni diferite, fiindcă adîncimea se raportează la configurația albiei; pentru același nivel, în profil transversal de exemplu, se obțin valori variabile pentru adîncimi. Hidrometria nivelurilor se efectuează după o tehnică specifică după cum urmează.

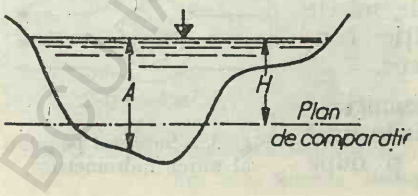


Fig. 5.1. Concretizarea noțiunii de nivel (H) și adîncime (A).

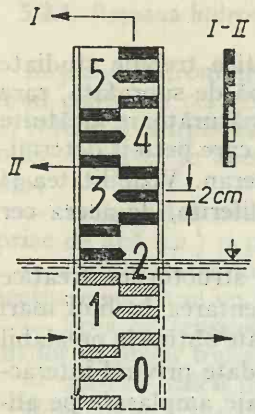


Fig. 5.2. Mira hidrometrică simplă (verticală).

Instalațiile, aparatele și construcțiile din punctele hidrometrice cu care se măsoară nivelul apelor, poartă denumirea generală de *mire hidrometrice*. În cadrul acestei denumiri se includ diferite tipuri de mire, de la cele mai simple scări gradate, pînă la aparate perfecționate, funcționînd pe diverse principii fizico-mecanice.

5.3.1.1. **Mire hidrometrice simple.** Sînt rigle de tipul mirelor de nivelment topografic, alcătuite din plăci metalice cu diviziuni din 2 în 2 cm și cifre indicatoare de decimetri (fig. 5.2). Plăcile se montează pe un suport fixat în curentul apei (sau unul existent) fără să creeze perturbări în scurgerea normală, sau să impiedice navigația. În orice caz, suportul trebuie să asigure stabilitatea perfectă și îndelungată a mirei în toate direcțiile. Planul orizontal de referință — plan relativ — trece prin gradația „zero" a plăcii. Cînd suportul este alcătuit din piloți verticali, aceștia se realizează ca în figura 5.3, astfel încît „zero" al plăcii să se găsească sub cel mai scăzut nivel, iar gradația superioară cu circa 0,50 m deasupra nivelului apelor maxime cunoscute. În funcție de viteza medie a curentului, mira hidrometrică simplă este indicată pentru amplitudinile nivelului arătate în tabelul 5.1.

Tabelul 5.1

Viteza curentului (m/s)	Amplitudinea nivelului (m)
⩽ 1,0 m/s	⩽ 6,0 m
⩽ 1,25 m/s	⩽ 5,0 m
⩽ 1,50 m/s	⩽ 2,50 m

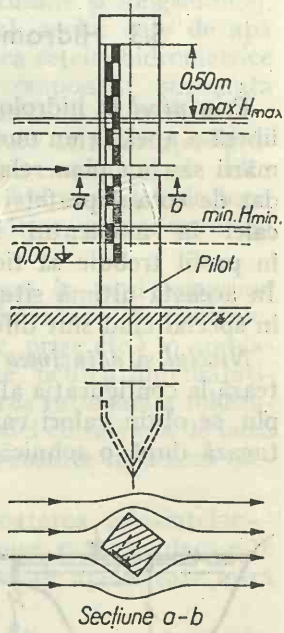


Fig. 5.3. Suportul pe piloți al mirei hidrometrice.

Mira hidrometrică simplă se citește de către observatori cu ochiul liber de pe mal sau de pe o punte special amenajată, în anumite ore fixe ale zilei. În aceste condiții, trebuie să se asigure posibilitățile cele mai bune de montaj pentru efectuarea corectă a citirilor.

Cînd malul este protejat cu pereuri stabile, mirele se pot monta și înclinat (fig. 5.4), dispoziție constructivă folosită și la unele porturi dunărene.

5.3.1.2. **Limnigrafe.** Sub denumirea de limnigrafe se înțeleg aparatele care înscriu pe un grafic în mod continuu nivelurile. După scopul urmărit și după

amplitudinea nivelurilor, limnigrafele înregistrează pe o foaie de grafic nivelurile la scări de la 1 : 5 la 1 : 20, în perioade de o zi, o săptămînă sau o jumătate de lună.

Aparatul urmărește direct nivelul printr-un plutitor de la suprafața apei și îl transmite la un sistem de înregistrare.

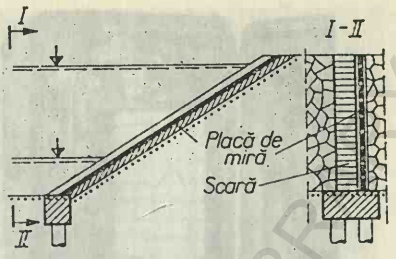
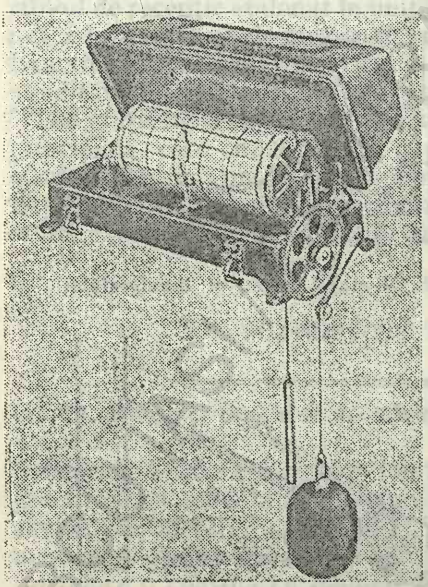


Fig. 5.4. Mira hidrometrică înclinată.

În prezent, se construiesc limnigrafe cu dispozitivul de înregistrare așezat orizontal (fig. 5.5) sau vertical (fig. 5.6). În figura 5.5 se redă schema limnigrafului orizontal tip „Valdai" instalat în majoritatea stațiilor hidrometrice din țara noastră. Aparatul este alcătuit dintr-un tambur care se rotește în jurul axului său orizontal și pe care se așază foaia de înregistrare: un scripete solidarizat cu axul tamburului și peste care trece un cablu flexibil avînd la un capăt un plutitor și la celălalt capăt o contragreutate; un mecanism de ceasornic care face să se desfășoare uniform un al doilea cablu avînd fixat o peniță cu un mic depozit de cerneală specială; un dispozitiv de fixare a scării de înregistrare a nivelului; o cutie metalică de protecție cu dispozitive de fixare pe un suport. Se înregistrează nivelurile variabile transmise de plutitorul lansat pe suprafața liberă a apei, prin peniția care se deplasează în fața tamburului cu mișcare de rotație.

Aparatul se montează deasupra curentului de apă pe suporturi existente sau pe construcții executate special. În cazul unei construcții pe un rîu de munte cu mal stîncos (fig. 5.7), plutitorul este protejat de un tub metalic ancorat vertical în stîncă, avînd deasupra o cabină de adăpostire a aparatului. Pentru a amortiza oscilațiile nivelului apei, gura tubului este îngustată cu o piesă detașabilă, iar pentru evitarea înghețării apei din tub se introduce ulei în acesta.



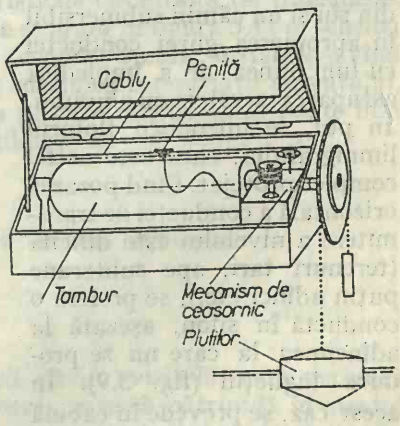


Fig. 5.5. Schema limnigrafului orizontal (tip Valdai).

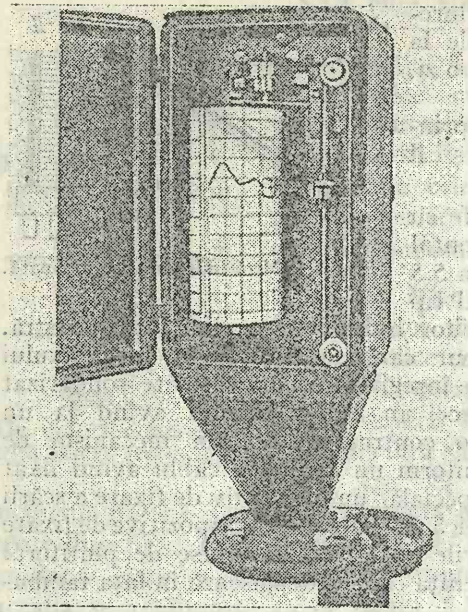


Fig. 5.6. Limnigraf cu ax vertical.

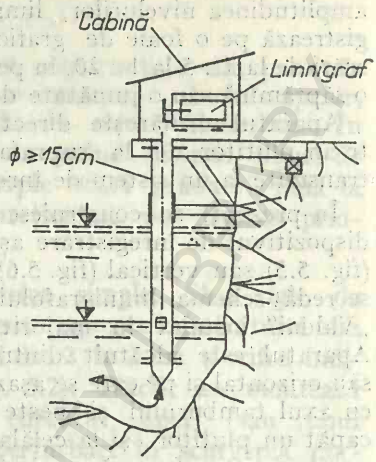


Fig. 5.7. Montajul pe stîncă al limnigrafului.

La rîurile de șes, cu albii largi, construcția de suport și adăpost este diferită, căpătînd un aspect mai amplu. În figura 5.8 se redă o schemă de principiu folosită în mod frecvent. După cum se observă din figură, malul trebuie mai întîi amenajat printr-un pereu și apoi construit un puț vertical cu pereții și radierul etanși, o cabină accesibilă care adăpostește limnigraful, o conductă prin care pătrunde în puț apa la nivelul din rîu și un cămin submersibil în apropierea gurei conductei cu funcțiunea de a împiedica astuparea acesteia cu aluviuni. În puț, se introduce flotorul limnigrafului, care este astfel complet protejat. Cînd pozarea orizontală a conductei de transmitere a nivelului este dificilă (terenuri tari, ape subterane puțin adînci etc.), se preferă o conductă în sifon, așezată la adîncimea la care nu se produce înghețul (fig. 5.9). În acest caz, se prevede în cabină un dispozitiv de amorsare, care poate fi o mică pompă de vacuum sau un dispozitiv de

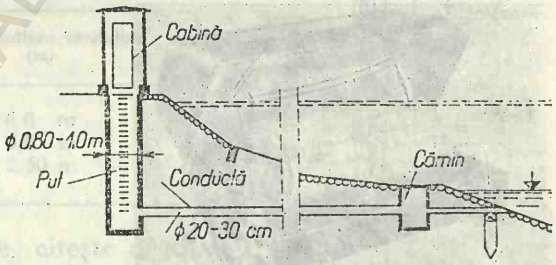


Fig. 5.8. Montajul în puț al limnigrafului.

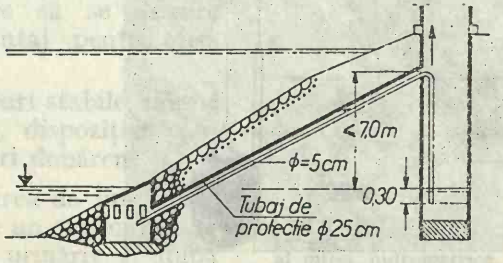


Fig. 5.9. Montajul în puț și sifon al limnigrafului.

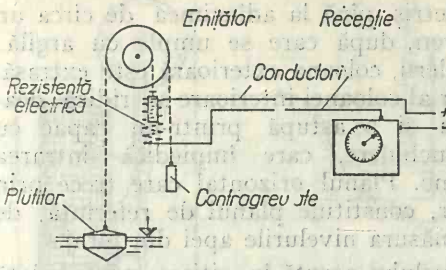


Fig. 5.10. Schema de principiu a teletransmiterii nivelului prin rezistență electrică.

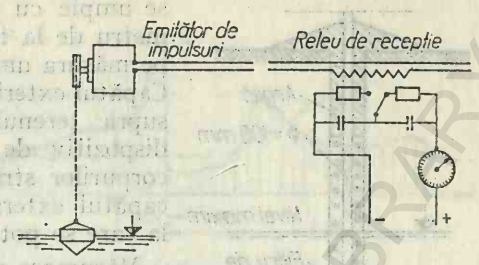


Fig. 5.11. Schema de principiu a teletransmiterii nivelului prin impulsuri electrice.

ejectare cu un curent de apă. Înălțimea de sifonare nu trebuie să fie mai mare de circa 7,0 m deasupra celui mai scăzut nivel din rîu.

5.3.1.3. **Teletransmisia nivelurilor.** În situația în care accesul frecvent la unele mire hidrometrice importante este anevoios, dînd loc la întreruperi în operațiile curente de serviciu, sau cînd se cere urgență în prelucrarea nivelurilor, se prevăd aparate de măsurat ce transmit singure nivelul la distanțe mari; o asemenea instalație necesită însă asigurarea unei surse de energie electrică. Aparatele de transmisie se construiesc fie pe principiul variației intensității (respectiv rezistenței) curentului electric, fie pe principiul emiterii de impulsuri electrice. Ambele sisteme cuprind un emițător codificat al nivelului, o linie de transmitere și o instalație de recepție în diverse modalități (vizual, grafic etc.).

În figura 5.10 se redă schema de principiu a teletransmițătorului cu variația rezistenței electrice. Aparatul emițător este astfel construit, încît variația nivelului schimbă intensitatea circuitului electric, care se transmite la dispozitivul de recepție etalonat în unități ale nivelului. Un astfel de aparat funcționează la o tensiune de pînă la 60 volți și poate transmite informații de la 5 km. Exactitatea valorilor înregistrate suferă din cauza variației temperaturii și umidității aerului, care influențează caracteristicile circuitului de transmisie.

Din grupa instalațiilor cu impulsuri electrice se arată în figura 5.11 o schemă principială, care emite 5 ... 15 impulsuri pe secundă. Aceste instalații avînd condensatori în circuit, sînt independente de mărimea intensității curentului, în schimb cer investiții importante. Distanța pe care funcționează poate însă să fie extinsă chiar pînă la cîteva sute de kilometri.

5.4. Hidrometria nivelurilor în ape freatice

5.4.1. Foraje și procedee de măsurare

Suprafața liberă a apelor freatice, nefiind direct vizibilă, este necesară practicarea unui foraj sau a unui grup de foraje care să pătrundă în stratul acvifer (fig. 5.12). În acest scop, se introduce pînă la stratul de bază impermeabil o coloană metalică cu diametrul de 300 mm, apoi în interiorul ei se introduce o coloană cu diametrul de 100 mm, prevăzută cu o serie de fante pentru a permite intrarea apei din acvifer. Spațiul dintre cele două coloane

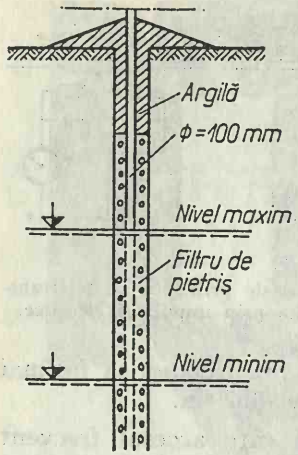


Fig. 5.12. Foraj pentru studiul nivelului freatic.

se umple cu pietriș, pînă la adîncimea de circa un metru de la teren, după care se umple cu argilă; pe măsura umplerii, coloana exterioară este extrasă. Capătul exterior al coloanei interioare se ridică deasupra terenului și se astupă printr-un capac cu dispozitiv de închidere, care împiedică intrarea corpurilor străine. Planul orizontal care trece prin capătul exterior, constituie planul de referință, de la care se pot măsura nivelurile apei din foraj.

Măsurarea nivelului constă în citirea pe o ruletă metalică a lungimii desfășurată în interiorul forajului. Ruleta este prevăzută la capăt cu un cilindru, care emite un sunet la contactul cu suprafața apei, sunet care semnalizează oprirea și citirea lungimii. O mai precisă sesizare a contactului se poate obține printr-un dispozitiv cu plutitor, care introdus într-un circuit electric, face să se aprindă un bec așezat în fața observatorului.

Măsurătorile se efectuează continuu în fiecare zi de către observatori și se transformă în cote în raport cu planul orizontal de referință, care la rîndul lui este racordat la nivelmentul general.

Cînd este cazul de a se studia mai în detaliu nivelurile, acestea se înregistrează direct prin ajutorul limnigrafelor montate la capătul exterior al coloanei (fig. 5.13).

5.5. Modul de reprezentare a datelor de nivel

Nivelurile măsurate prin mire hidrometrice simple se înscriu de către observatori în formulare-tip, iar cele provenite din limnigrafe în grafice. Toate aceste date se publică în periodice hidrologice editate de Institutul de Meteorologie și Hidrologie. Studiul complet al nivelurilor necesită elaborarea a mai multor grafice.

5.5.1. Hidrografe de nivel

Reprezentarea grafică în ordine cronologică a nivelurilor măsurate la un post hidrometric de-a lungul unui interval de timp formează un *hidrograf de nivel*. Limnigrafele redau în mod automat aceste hidrografe însă numai pe intervalul și la scara proprie aparatului. În figura 5.14 se dă schema după care se întocmește un astfel de grafic. În mod normal hidrografele se elaborează pe intervale de cîte un an (sau pe anumite luni), pe întreaga perioadă de ani de cînd se efectuează observațiile. Un exemplu cu hidrografe de nivel pe trei luni este redat în figura 5.15; cele două hidrografe, unul al Dunării la km 394 și cel freatic din albia majoră a fluviului, reprezintă un caz specific de interdependență a nivelurilor celor două formații hidrologice.

Din studiul hidrografelor aferente cursurilor de apă de suprafață se detașează ca o caracteristică generală, gradul de neregularitate excesiv al nivelului

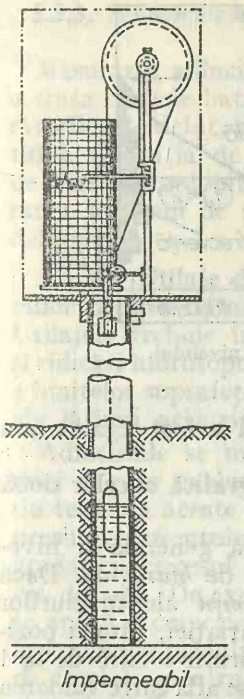


Fig. 5.13. Montajul limnigrafului pentru studiul nivelului freatic.

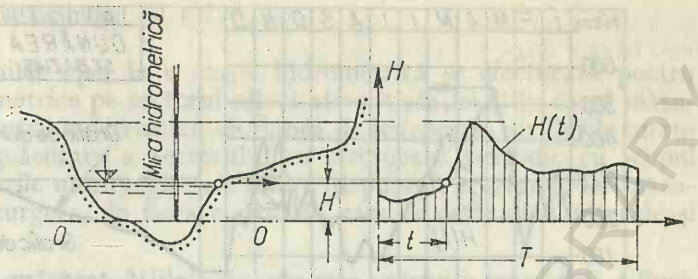


Fig.. 5.14. Schema grafică a hidrografului de nivel.

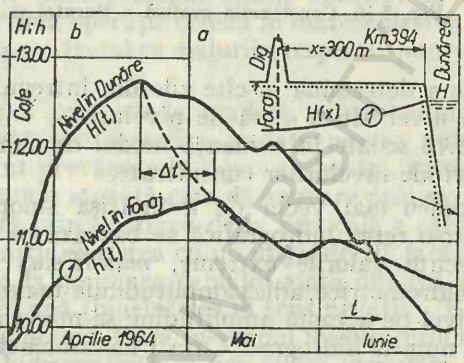


Fig 5.15. Hidrografe de nivel:

a — pentru fluviul Dunărea km 394; *b* — pentru nivelul freatic din lunca Dunării; Δt — decalajul de timp al valorilor maxime.

de la un an la altul, de la un anotimp la altul. Totuși pentru fiecare an se constată o epocă de niveluri mari în intervalul martie-iunie și una sau două epoci de niveluri scăzute în timpul verii și al iernii. Graficul de nivel din epoca de niveluri mari este cunoscut sub denumirea de *hidrograf de viitură*.

Ca valori extreme principale ale nivelurilor, se consideră *nivelul maxim anual* respectiv *multianual*, *nivelul minim anual*, respectiv *minim multianual*; ca valoare medie, *nivelul mediu anual*, respectiv *nivelul mediu multianual*, calculat ca medie aritmetică a tuturor nivelurilor din interval.

Valorile caracteristice anuale formează șiruri statistice care constituie baza de calcul a *valorilor asigurate* și a generării de noi valori, în ipoteza stabilității morfometrice a cursului de apă.

5.5.2. Grafice de durată și frecvență. Hidrograde

Pe baza hidrografului de nivel se pot construi alte două grafice uzuale în problemele de folosire a apelor și anume graficul de durată a nivelurilor și graficul de frecvență. În primul, se reprezintă duratele nivelurilor hidrografului în ordine descrescătoare, iar în cel de al doilea, se reprezintă durata de variație a nivelului pentru o clasă de nivel ΔH. Ambele grafice dau posi-

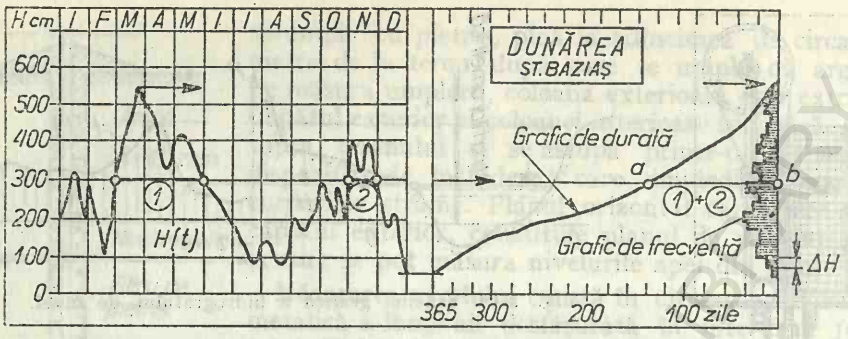


Fig. 5.16. Construcția grafică a duratei și frecvenței nivelului.

bilitatea de a determina în cîte zile din întregul interval a fost egalat sau depășit un nivel sau o clasă de niveluri.

Figura 5.16 scoate în evidență modul de construcție grafică a celor două reprezentări ale nivelurilor considerate.

Un procedeu mai vechi de a înfățișa sinoptic starea generală a nivelurilor dintr-o rețea hidrografică se bazează pe noțiunea de *hidrograd*. Dacă sînt cunoscute valorile extreme, *max H max* și *min H min* ale nivelurilor la stațiile hidrometrice, adică amplitudinile maxime ale variației, atunci poziția unui nivel pe această amplitudine se materializează printr-o cifră de la 1 pînă la 10, numită hidrograd. Cifra 1 înseamnă că nivelul se află între valoarea *min H min* și *min H min* + ΔH adică la 1 hidrograd, cifra 2 că nivelul se află între *min H min* + ΔH și *min H min* + $2\Delta H$, adică la 2 hidrograde ș.a.m.d., unde $\Delta H = \frac{max\ H\ max - min\ H\ min}{10}$. Numărul de hidrograde ale nivelurilor de-a lungul cursului de apă — pentru o dată calendaristică se înscrie în dreptul stațiilor hidrometrice, sau se trasează un număr de linii paralele egal cu numărul de hidrograde. Numere mari dau indicația prezenței nivelurilor mari și invers. În figura 5.17 se redă prezentarea principială a hidrogradelor de-a lungul Dunării.

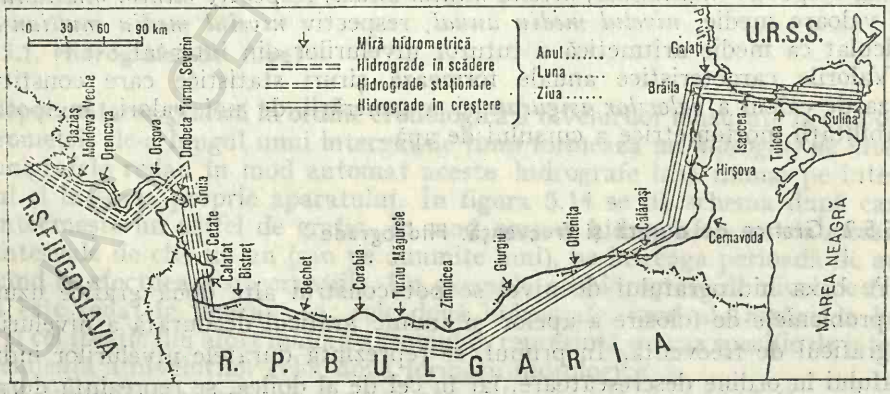


Fig. 5.17. Indicarea hidrogradelor de-a lungul Dunării.

5.5.3. Hidrometria adîncimilor

Măsurarea adîncimilor apei la o stație hidrometrică se efectuează pentru a trasa curbele batimetrice pe sectorul albiei aferent stației și în cazul măsurătorilor de debit, pentru a determina secțiunea de scurgere la nivelurile curentului. Operația de măsurare a sectorului se efectuează periodic cu scopul de a urmări schimbările morfologice ale albiei (depuneri, eroziuni), iar măsurarea secțiunii de scurgere, de fiecare dată în care se determină vitezele și debitele.

5.5.3.1. **Utilaje de măsurat.** Mijloacele cele mai potrivite măsurării adîncimilor depind de amploarea acestora și de lățimea suprafeței libere a apei. Utilajele trebuie încredințate unui personal tehnic calificat în hidrometrie și ridicări hidrotopografice. Prima operație constă în materializarea prin repere a limitelor suprafeței libere la contactul cu malurile, respectiv punctele extreme ale lățimii acesteia.

Adîncimile se măsoară apoi prin sonde gradate pentru adîncimi relativ mici și prin cabluri de cînepă sau metalice gradate pentru adîncimi mari. Cu toate că aceste cabluri sînt prevăzute la capăt cu lestări, totuși din cauza presiunii curentului ele capătă o săgeată care dă o eroare prin exces la citirile gradației. Excesul se constată prin abaterea de la verticală a cablului la ieșirea din apă. De exemplu, pentru abaterea cu un unghi de 10° față de verticală, se aplică o corecție de 1,54% la lungimea cablului afară din apă și de 0,50% la lungimea cablului aflată în apă (bineînțeles în sens negativ). Există tabele de corelație pentru diferite unghiuri. Dacă în timpul măsurătorilor se observă și variații de nivel la mira hidrometrică se vor aplica corectări corespunzătoare.

Cablurile metalice se derulează de pe trolii speciale, prevăzute cu aparate care înregistrează lungimea desfășurată și unghiul de înclinare cu verticala. Troliile se fixează pe ambarcațiuni care trebuie să aibă posibilitatea de a se deplasa în punctele prevăzute a se face măsurători. Există ambarcațiuni dotate cu aparate de înregistrat adîncimile automat, după principiul propagării și reflectării sunetului în apă; ele simplifică și măresc considerabil randamentul operațiunilor.

Distanțele între punctele sondate într-un profil transversal se măsoară dacă este posibil direct prin panglici de oțel sau cabluri gradate, sau în mod indirect prin metodele cunoscute din topografie în cazul unor cursuri mari de ape.

În timpul podului de gheață, adîncimile și distanțele pot fi măsurate în condiții mult mai lesnicioase, dacă temperatura aerului nu este prea scăzută, cu condiția verificării rezistenței gheței. Studiile de lungă durată, în stații hidrometrice importante impun construcția de punți sau nacele suspendate, care asigură în permanență accesul în oricare punct al suprafeței libere.

5.5.3.2. **Determinarea secțiunii de scurgere.** După cum se știe, determinarea secțiunii de scurgere este necesară pentru a calcula debitul curentului de apă corespunzător unui nivel; drept urmare, secțiunea sau profilul transversal al albiei trebuie măsurat perpendicular pe direcția de mișcare a curentului. Folosind ridicările indicate anterior se obține un număr suficient de coordonate care permite desenarea la scări convenabile a formei secțiunii. Experiența a arătat că se obține o bună precizie — în condiții economice acceptabile —

dacă distanța d între sondaje se alege în funcție de lățimea totală B a suprafeței libere, după următoarele date:

B(m)	10,0	20,0	50,0	200,0	500
d(m)	0,5	1,0	2,0	5,0	20,0

5.6. Hidrometria vitezelor în formațiile hidrologice de suprafață

În albii naturale, viteza medie a întregii secțiuni pline rezultă din mulțimea de viteze punctuale distribuite în tot cuprinsul secțiunii. Vitezele punctuale la rîndul lor oscilează în jurul unor valori medii sub acțiunea unui fenomen continuu de pulsație. În aceste condiții, formulele stabilite în hidraulică pentru calculul vitezelor din albii — din cauza parametrilor nesiguri sau necunoscuți — nu oferă un grad de precizie satisfăcătoare. În această situație la apele curgătoare naturale se recurge la măsurători de viteze punctuale în cadrul unui număr de verticale din secțiunea de scurgere.

Această metodă este necesară chiar dacă se presupune că un timp există o curgere rectilinie și regulată a curentului — cînd distribuția pe verticală a vitezelor s-ar admite parabolic, logaritmic etc.; oricînd este posibilă intervenția unor factori perturbatori, care modifică sensibil forma distribuției. În categoria acestor factori se menționează vîntul, fenomenul de îngheț, diverse obstacole pe traseul firelor de curent ș.a. În figura 5.18 se văd comparativ cu distribuția normală teoretică, diferitele aspecte operate de factorii perturbatorii. Astfel, din cauza vîntului, care bate de-a lungul curentului în sens invers mișcării au loc diminuări ale vitezelor avînd ca efect majorarea adîncimilor; în cazul în care vîntul bate în sensul mișcării efectul este contrar și curentul își micșorează adîncimile. Modificări radicale pot avea loc cînd curentul se mișcă sub un pod de gheață (fig. 5.18).

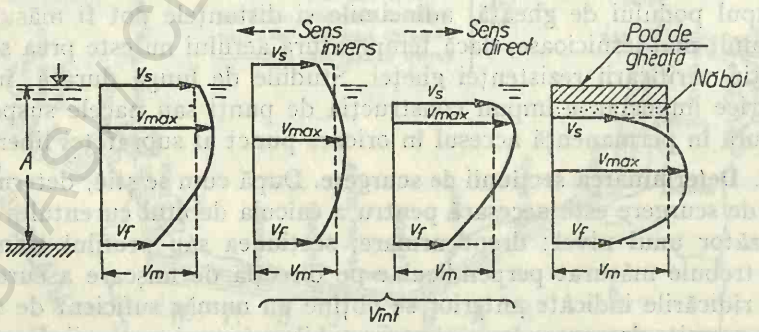


Fig. 5.18. Distribuția pe verticală a vitezelor normală și în caz de perturbări (vînt, pod de gheață).

5.6.1. Măsurarea vitezelor cu morișca hidrometrică

Aparatul de măsurat viteza punctuală a curentului de apă este cunoscut sub denumirea de *morișcă hidrometrică;* acest aparat introdus în curent transformă prin intermediul unei elice — viteza orizontală a firelor de curent în viteză de rotație. Experiențele au arătat că se poate scrie o ecuație liniară între turația moriștii n și viteza punctuală v, de forma:

$$v = a + bn, \tag{5.1}$$

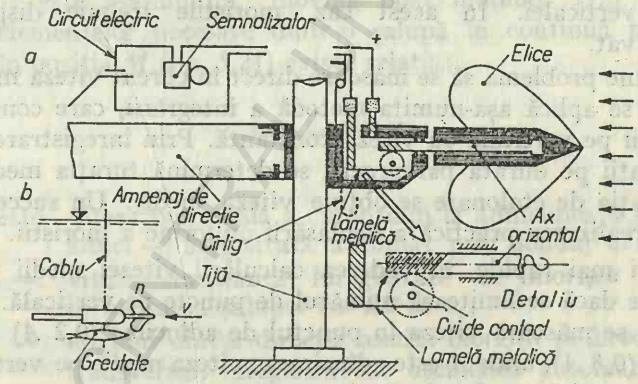
care permite trecerea de la valoarea turației înregistrată de aparat, la valoarea vitezei firelor de curent. Parametrii a și b depind de tipul de fabricație a aparatului.

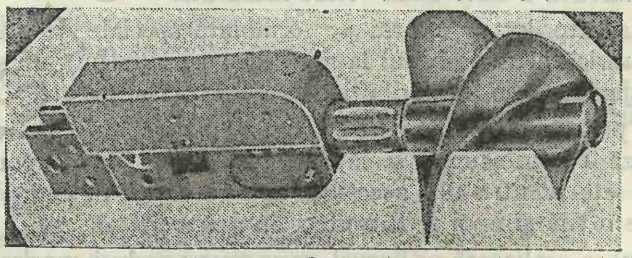
O schemă de principiu a unei moriști normale este redată în figura 5.19.

Aparatul este astfel construit încît la o singură rotație a axului său, elicea să se învîrtească de N ori; odată cu axul se rotește o singură dată și rotița dințată, care prin cuiul de contact restabilește în circuit curentul electric. În modul acesta de fiecare dată a contactului intră în funcție sistemul de semnalizare (sunet sau lumină).

Dacă într-un punct al curentului s-au înregistrat S semnale (contacte) în timpul T secunde, atunci turația n din ecuația (5.1) este dată de formula:

$$n = \frac{N\,(S-1)}{T}\,[\text{rot}|\text{s}]. \tag{5.2}$$





c

Fig. 5.19. Schema constructivă a moriștii hidrometrice:
a — schema de detaliu; *b* — schema de ansamblu; *c* — morișcă.

Pentru a se obține o valoare medie a turației (vitezei), în perioada fenomenului de pulsație timpul T nu va fi mai mic de 60 s.

Moriștile normale pot înregistra viteze de 0,05 ... 4,0 m|s montînd una sau alta din cele două elice ale aparatului, după instrucțiunile furnizate de firma constructoare. La viteze sub 0,05 m|s, frecările mecanice ale pieselor depășesc forța curentului și fac aparatul de acest tip inutilizabil. Se poate recurge în aceste cazuri la moriști de laborator la care sistemul de semnalizare se realizează prin impulsuri electrice înregistrate de aparate speciale. Aceste aparate nu se introduc în curenți încărcați cu aluviuni.

5.6.2. Procedee și utilaje pentru folosirea moriștii hidrometrice

La măsurarea vitezelor punctuale pe verticală trebuie să se aibă în vedere faptul că variația lor este mai rapidă către fund în raport cu aceea a vitezelor de adîncimi mici; nu se recomandă în consecință, să se facă măsurători între puncte egal distanțate. În afară de punctul de sub suprafața liberă și acel din apropierea patului albiei, punctele se vor concentra către partea inferioară a verticalei. Cînd se dispune de mai multe moriști și adîncimea este relativ mare, se poate face măsurarea în mod simultan în mai multe puncte ale verticalei. În acest caz, moriștile trebuie dispuse într-un montaj adecvat.

Cînd se pune problema să se măsoare direct în curent viteza medie pe verticală, atunci se aplică așa-numita metodă a integrării, care constă în deplasarea moriștii pe verticală cu viteză constantă. Prin înregistrarea numărului total de rotații pe durata parcurgerii se determină turația medie și de aci, folosind ecuația de etalonare se obține viteza medie. Un succes al metodei depinde de realizarea practică a deplasării uniforme a moriștii.

Măsurători mai rapide, în vederea calculării vitezei medii pe verticală, se pot obține dacă se limitează numărul de puncte pe verticală. Ca indicație, de exemplu, se măsoară viteza în punctul de adîncime (0,2 A) și în punctul de adîncime (0,8 A), unde A este adîncimea; viteza medie pe verticală rezultă ca medie aritmetică a celor două viteze măsurate.

Datele măsurătorilor se înscriu pe formulare speciale, prevăzute printre altele cu o rubrică pentru nivelul la mira (sau variația lui), un spațiu pentru desenarea chiar la teren a distribuției vitezelor măsurate etc.

În ceea ce privește modul în care se fixează morișca în punctul de măsurat, acesta variază cu adîncimile și lățimea curentului, cu importanța stației hidrometrice etc. Pentru albii accesibile cu o barcă sau de pe o punte, morișca se fixează pe o tijă și apoi se introduce în apă vertical.

Cînd accesul se realizează pe bacuri, nave sau pe poduri, morișca se suspendă de un cablu (fig. 5.20, *a*); pentru măsurători sistematice de lungă durată se construiesc chiar teleferice cu cabină (fig. 5.20, *b*).

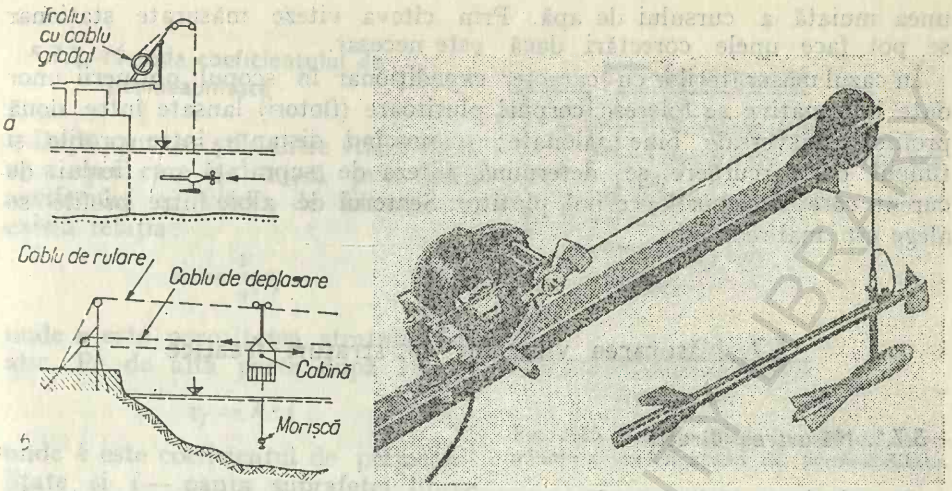


Fig. 5.20. Mijloace de lucru a moriștei hidrometrice:
a — poduri, *b* — teleferice; *c* — utilajul de lansare.

În scopul obținerii de măsurători rapide, construcțiile de acces se înlocuiesc — pe mari cursuri de apă — cu ambarcațiuni prevăzute cu aparate înregistratoare de adîncimi, viteze punctuale și timp. O realizare recentă în acest sens este așa-numita „moving boat method" [12] care permite măsurarea elementelor necesare dintr-o șalupă în continuă mișcare. Cînd șalupa este în poziția M (fig. 5.21) există relația:

$$v = v_R \sin \alpha, \qquad (5.4)$$

unde

v este viteza punctuală a curentului la adîncimea y — de la patul albiei — înregistrată automat prin sondaj acustic;

v_R — viteza rezultantă înregistrată de morișca hidrometrică în mișcarea șalupei cu viteza v_s;

α — unghiul dintre direcția axului moriștii și direcția profilului transversal, înregistrat de asemenea automat.

Trecerea la următoarea poziție N a șalupei este determinată prin înregistrarea timpului ΔT depus de șalupă în mișcarea de la M la N, adică prin distanța

$$MN = v_R \cos \alpha \cdot \Delta t. \qquad (5.5)$$

O serie de treceri succesive ale șalupei de la un mal la celălalt permite culegerea vitezelor punctuale din secți-

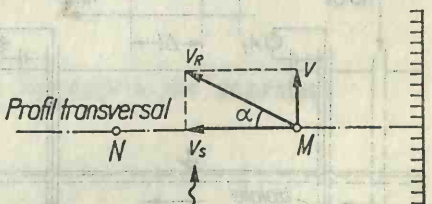


Fig. 5.21. Măsurarea continuă a vitezei prin metoda „moving boat".

unea muiată a cursului de apă. Prin cîteva viteze măsurate staționar se pot face unele corectări dacă este necesar.

În cazul măsurătorilor cu caracter expeditionar în scopul obținerii unor date informative se folosesc corpuri plutitoare (flotori) lansate între două profile transversale bine jalonate; cunoscînd distanța între profile și timpul de parcurgere se determină viteza de suprafață a firului de curent care transportă corpul plutitor. Sectorul de albie între profile se alege cît mai rectiliniu.

5.7. Măsurarea vitezelor în straturi freatice

5.7.1. Măsurarea directă

Procedeul constă în introducerea în masa curentului subteran a unei substanțe, care prin difuzare se integrează în mișcarea curentului și poate fi urmărită fără dificultăți de-a lungul unui parcurs măsurabil. Datorită faptului că viteza apei subterane nu variază cu adîncimea, viteza amestecului apă-substanță reprezintă chiar viteza medie a apei care circulă printre porii pămîntului, adică viteza reală v_r.

Organizarea și instalația necesară acestor măsurători se văd din figura 5.22. Prima operație constă în introducerea în strat — pe direcția de scurgere a curentului — a trei tuburi piezometrice din care două apropiate, iar al treilea relativ mai îndepărtat. Tuburile distanțate fac parte fiecare dintr-un circuit electric prevăzut cu microampermetru, care înregistrează rezistența electrică, respectiv intensitatea amestecului. În mod normal amestecul se obține folosind o soluție concentrată de clorură de sodiu (NaCl). În primul tub din amonte, se introduce soluția pregătită care se difuzează în masa curentului și ajunge în celelalte două tuburi cu diferite concentrații. Această variație se traduce în circuitele electrice prin variația intensităților înregistrate de microampermetre. Dacă se măsoară timpul Δt de propagare a vîrfurilor intensităților între cele două tuburi, pe distanța l dintre acestea se poate imediat calcula viteza apei, $v_r = l/\Delta t$.

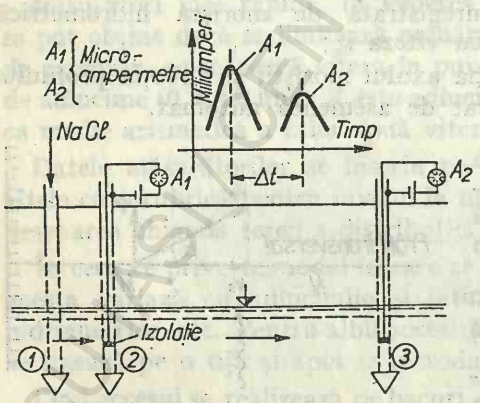


Fig. 5.22. Procedeul măsurării vitezei apei freatice prin metoda amestecului.

Procedeul are diferite variante; de exemplu substanța poate fi un colorant puternic (fluoresceină) și se măsoară concentrația în tuburi prin colorimetru; recent se folosesc izotopi radioactivi care implică însă colaborarea cu specialiști și măsuri de protecție corespunzătoare.

5.7.2. Metoda coeficientului de permeabilitate

După cum se știe, între viteza reală v_r a apei care se mișcă prin porii acviferului și viteza de filtrație v_f există relația:

$$v_r = \frac{1}{n} v_f , \qquad (5.6)$$

unde n este porozitatea stratului freatic. Pe de altă parte după Darcy,

$$v_f = k \cdot i ,$$

unde k este coeficientul de permeabilitate și i — panta suprafeței libere sau panta piezometrică. Panta rezultă din curbele hidroizohipse, iar coeficientul de permeabilitate se determină cu unul din procedeele cunoscute. Pentru un strat omogen, folosind procedeul prin pompaj dintr-un foraj imperfect se obține după *Ernst* [2]:

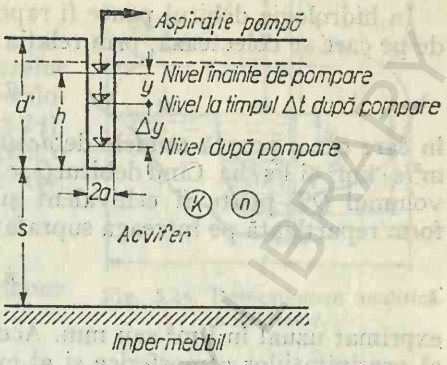


Fig. 5.23. Schema dispozitivului de determinare a coeficientului de permeabilitate.

$$k = \frac{4\,000}{(20 + h/d)\ (2 - y/h)} \cdot \frac{n}{y} \cdot \frac{y}{t} ; \qquad [\text{m/zi}] \qquad (5.7)$$

unde t este durata de pompaj, în s cînd nivelul a ajuns la o adîncime intermediară y, în cm; n — porozitatea; ceilalți termeni, exprimați și ei în centimetri se iau după figura 5.23 și în următoarele condiții

$$3 < a < 7;\ 20 < d < 200;\ 0{,}2 < h/d < 1 \text{ și } s > d.$$

Ca valori informative ale coeficientului de permeabilitate se pot considera următoarele:

— pietriș curat	$k = 10^{-2} \ldots 1$	cm/s
— nisip curat, amestec nisip curat + pietriș	$= 1 \ldots 10^{-3}$	cm/s
— nisip foarte fin, prafuri	$= 10^{-3} \ldots 10^{-7}$	cm/s
— argilă (practic impermeabilă)	$= 10^{-7} \ldots 10^{-8}$	cm/s

5.8. Hidrometria debitelor la formațiile de suprafață

5.8.1. Unitățile de debit

În mod fizic, debitul Q al unui curent de apă fiind un volum care trece printr-o secțiune normală de scurgere — în decursul unui interval de timp — poate fi exprimat în oricare din unitățile de volum (l, m^3) asociat cu unitățile de timp (s, min, oră, zi etc.). Uzual se folosesc m^3/s și l/s, în funcție de importanța cantitativă a debitului.

În hidrologie debitul poate fi raportat și la suprafața bazinului hidrografic de pe care se colectează, prin relația

$$q = \frac{Q}{F},$$

în care caz q poartă numele de *debit specific*, exprimat în unitățile obișnuite, $m^3/s \cdot km^2$ și $l/s \cdot ha$. Cînd debitul Q se scurge continuu pe intervalul de timp T, volumul QT poate fi echivalent și cu înălțimea h a unui strat de apă uniform repartizată pe întreaga suprafață a BH și se obține prin relația:

$$h = \frac{QT}{F}$$

exprimat uzual în l/m^2 sau mm. Acest sistem de unități corespunde cu acela al precipitațiilor atmosferice și al evaporării apei și are avantajul că permite compararea valorilor acestor factori meteorologici cu factorul scurgerii hidrologice.

Trecerea de la un sistem de unități la altul în diferitele variante ale exprimării debitului se obține prin coeficienții de transformare indicați în tabelul 5.2.

Tabelul 5.2

Coeficienți de transformare

	Q m^3/s	Q l/s	q $m^3/s.km^2$	q $l/s.km^2$	q $l/s.ha$	h mm
Q, m^3/s	1	10^3	$\frac{1}{F}$	$\frac{10^3}{F}$	$\frac{10}{F}$	$\frac{T}{10^3 F}$
Q, l/s	$\frac{1}{10^3}$	1	$\frac{1}{10^3 F}$	$\frac{1}{F}$	$\frac{1}{10^2 F}$	$\frac{T}{10^6 F}$
q, $m^3/s \cdot km^2$	F	$10^3 F$	1	10^3	10	$\frac{T}{10^3}$
q, $l/s \cdot km^2$	$\frac{F}{10^3}$	F	$\frac{1}{10^3}$	1	$\frac{1}{10^2}$	$\frac{T}{10^6}$
q, $l/s \cdot ha$	$\frac{F}{10}$	$10^2 F$	$\frac{1}{10}$	10^2	1	$\frac{T}{10^4}$
h, mm	$\frac{10^3 F}{T}$	$\frac{10^6}{T} F$	$\frac{10^3}{T}$	$\frac{10^6}{T}$	$\frac{10^4}{T}$	1

F = suprafața BH, în km^2; T — intervalul de timp, în s.

Exemplu: Dacă, $F = 1\,200$ km^2; $Q = 220$ m^3/s; $T = 3 \times 86\,400$ s se pot obține:

$$Q = 10^3 \times 220 = 220\,000 \text{ l/s}; \quad q = \frac{1}{1\,200} 220 = 0{,}183 \text{ } m^3/s \cdot km^2 \text{ etc.}$$

$$h = \frac{3 \times 86\,400}{10^3 \cdot 1\,200} 220 = 47{,}3 \text{ mm.}$$

5.8.2. Determinarea debitului prin metoda vitezelor

În ipoteza că ar exista o funcție a vitezelor punctuale $v = \varphi(x, y)$ în raport cu coordonatele plane x și y ale curentului (fig. 5.24), atunci expresia debitului elementar pentru o secțiune de lățime unitară și de înălțime dy, corespunzător abscisei x va fi:

$$dq = \varphi(x, y) \cdot 1 \cdot dy$$

de unde pentru întreaga verticală de adîncime A se obține debitul q din relația:

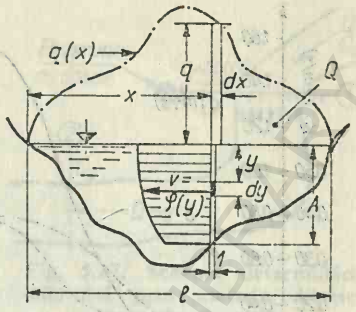


Fig. 5.24. Determinarea analitică a debitelor.

$$q = \int_{y=0}^{A} \varphi(x, y)\, dy \cdot 1.$$

Debitul Q corespunzător secțiunii de scurgere va rezulta din integrarea lui q de-a lungul variabilei x, adică:

$$Q = \int_{x=0}^{l} q\, dx = \int_{x=0}^{l} \int_{y=0}^{A} \varphi(x, y)\, dx \cdot dy. \tag{5.8}$$

După cum s-a arătat, nu este însă posibil ca în albii naturale să se exprime în mod satisfăcător funcția de viteze în raport cu coordonatele secțiunii, așa că relația (5.8) rămîne cu o valabilitate teoretică. Rezolvarea practică a determinării debitului se va baza în consecință pe folosirea vitezelor măsurate direct după procedeele indicate în paragraful 5.6.3., cu considerarea secțiunilor de scurgere respective.

În acest scop se recurge la un calcul grafoanalitic care se compune din următoarele faze:

— desenarea în profilul transversal al curentului de apă, a distribuțiilor vitezelor pe verticalele la care aceste viteze au fost măsurate;

— calcularea debitelor q și reprezentarea lor grafică la o scară potrivită prin segmente verticale avînd ca origină planul suprafeței libere a curentului;

— trasarea curbei $q\,(x)$ prin capetele superioare ale segmentelor q.

Aria $Q = \int_0^l q\,(x)dx$ obținută prin planimetrare reprezintă debitul căutat.

Metoda de mai sus poate fi urmărită fără dificultăți în exemplificarea din figura 5.25. Epura cuprinde suplimentar și curbele de variație a vitezelor de suprafață v_0 și a vitezelor medii pe verticală $\bar{v}$. Din examinarea acestora se poate constata că deși albia are o formă relativ regulată, totuși vitezele prezintă neregularități importante.

O variantă a metodei vitezelor pentru evaluarea debitului folosește curbele izotahe (de egală viteză) care se trasează în secțiunea de scurgere pe baza valorilor vitezelor punctuale, fixate în secțiune la distanțele și adîncimile măsurate. Debitul rezultă după relația:

$$Q = \frac{1}{2} \Sigma f_i\, (v_i + v_{i+1}) \tag{5.9}$$

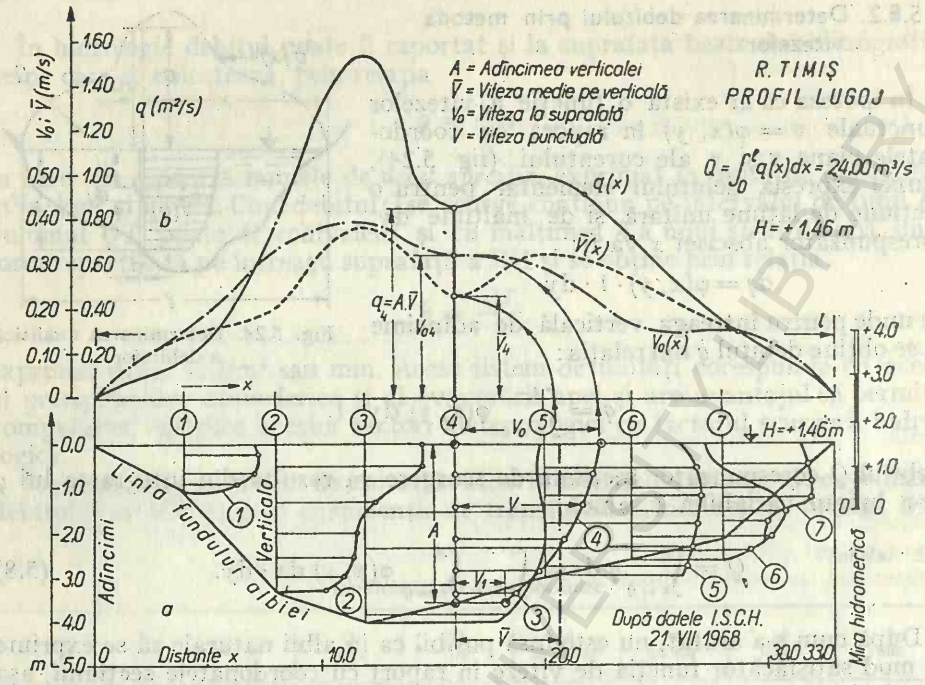


Fig. 5.25. Exemplu de calcul grafoanalitic al debitelor din albie.

unde f_i este suprafața parțială a secțiunii, cuprinsă între curba de viteză v_i și curba alăturată de viteză v_{i+1}.

Evaluările debitelor presupun că nivelul apei și patul albiei nu s-au schimbat pe durata în care s-au executat măsurătorile de viteză și secțiunea de scurgere. Dacă totuși s-a produs o variație (fig. 5.26, *a*) aceasta trebuie să se reflecte pe epura profilului transversal printr-o variație în scară a suprafeței libere (fig. 5.26, *b*); debitul se va calcula în consecință, pe tronsoane, iar nivelul la miră la care se raportează debitul, ca o medie ponderată:

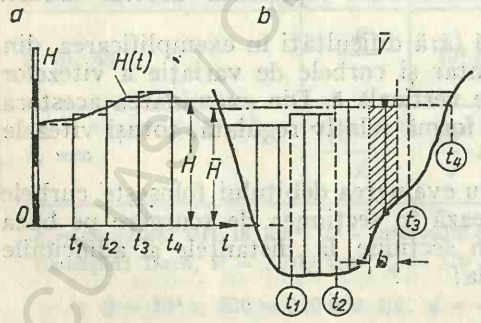


Fig. 5.26. Rectificări ale epurei debitelor în cazul variației nivelului în profilul măsurătorilor.

$$H = \frac{\sum \bar{v} \cdot b \cdot H}{\sum \bar{v} \cdot b}, \qquad (5.10)$$

unde

- b sînt lățimile parțiale ale secțiunii de scurgere, aferente verticalei;
- $\bar{v}$ — vitezele medii pe verticale;
- H — nivelul la miră, corespunzător timpului de măsurare a verticalei.

5.8.3. Determinarea debitului prin procedee directe

Prin procedeele directe se obține valoarea debitului fără să mai fie necesare ridicări hidrotopografice și măsurători de viteze. În schimb, în profilul considerat, trebuie să se amplaseze instalații și construcții al căror cost limitează aplicarea procedeului numai la cursuri relativ mici de apă.

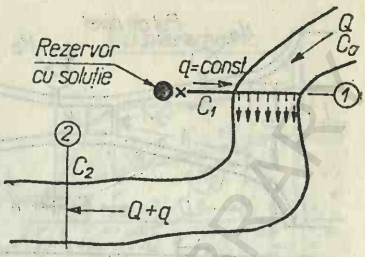


Fig. 5.27. Schema determinării debitului prin metoda diluției (metoda chimică).

Procedeul constă în injectarea în curentul apei a unei substanțe, care se poate difuza cît mai rapid în întreaga masă lichidă. Încă cu mulți ani înainte s-a folosit o soluție concentrată de NaCl; recent se preferă coloranți ca fluoresceina, bicromatul, clorură de lithium etc.

5.8.3.1. **Procedeul diluției sau metoda chimică.** Dacă în curentul din albie cu debitul Q se injectează o soluție de NaCl cu debitul q și concentrație c_1, se obține în aval debitul $(Q + q)$ de concentrație c_2. În aceste condiții relația de bilanț al cantității de săruri (fig. 5.27), este:

$$(Q + q)c_2 = Qc_0 + qc_1, \tag{5.11}$$

unde c_0 este concentrația naturală a curentului.

Prin rezolvare în raport cu debitul Q se obține formula de calcul:

$$Q = q\frac{c_1 - c_2}{c_2 - c_0}.$$

În general formula se simplifică luînd în considerare că c_2 este relativ mic față de c_1, și c_0 relativ mic față de c_2, așa că prin neglijarea lor rezultă

$$Q = q\frac{c_1}{c_2}. \tag{5.12}$$

Debitul constant q și concentrația c_1 fiind cunoscute, rămîne de determinat concentrația c_2. Aceasta se obține prin analizarea în laborator a unor probe de apă luate în aval, adică acolo unde s-a realizat un amestec destul de bun. În practică se prepară inițial diferite soluții cu concentrația c_2, care se compară cu aceea a probelor, folosind aparate adecvate. După identificare se procedează la calculul raportului c_1/c_2.

Metoda diluției este recomandată la curenții de apă cu un mare grad de turbulență, adică acolo unde folosirea moriștii hidrometrice nu este indicată. Distanța de luat probe de locul injecției depinde de viteza medie, de lățimea medie și de adîncimea medie a curentului.

Perfecționările recente ale metodei cu coloranți și în special a colorimetrelor a căror construcție actuală permite să se determine concentrații extrem de slabe ale probelor, au făcut posibilă extinderea evaluării debitelor și la cursuri de apă mai mari. Coloranții trebuie să fie stabili din punct de vedere chimic, solubili în apă și netoxici. Timpul scurt în care această metodă conduce la rezultate, constituie un avantaj net față de măsurătoarea cu morișca hidrometrică.

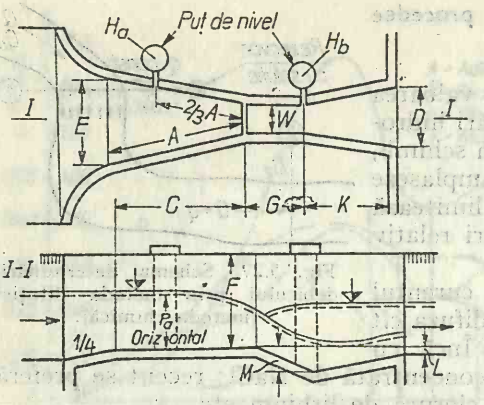


Fig. 5.28. Elementele geometrice ale debitmetrului *Parshall*.

5.8.3.2. **Alte procedee directe.** După cum se știe, crearea artificială a unei supraînălțări permite aplicarea formulelor hidraulice pentru calculul debitului. Supraînălțarea se obține fie prin construcția de deversoare, fie prin scurte canale cu secțiune îngustată de tip *Venturi*. Ele își pot găsi aplicare la mici cursuri de apă și la canale cu debite sub 5,0 ... 6,0 m³/s.

Deversoarele — sub formă de praguri fixe — sînt mai puțin folosite la cursurile de apă cu transport important de aluviuni, deoarece depozitul de aluviuni neîndepărtat modifică condițiile în care au fost stabilite structura și parametrii formulelor. Există forme diferite de deversoare, descrise pe larg în tratatele de hidraulică; problema suplimentară care se pune aici este cea a proiectării și execuției judicioase a construcției propriu-zise, adică a respectării întocmai a tuturor măsurilor care asigură stabilitatea și funcționarea corectă. În acest sens trebuie consultate disciplinele din domeniul construcțiilor hidrotehnice și hidraulicei.

Dintre tipurile de canale scurte cu secțiuni îngustate se reține ca reprezentativ așa-numitul *„debitmetru Parshall"*, de folosire curentă în S.U.A. În plan (fig. 5.28) este alcătuit din mai multe tronsoane, unul în amonte, convergent, continuat cu un tronson de lățime constantă și unul divergent; în profil longitudinal radierul este compus din plane cu înclinări variabile. Păstrînd unitățile de lungime în ft = 0,33 m și de debit în cfs = 0,028 m³/s, formulele de calcul ale debitului pentru scurgere neînecată, sînt:

$$\begin{aligned} Q &= 4WH_a^{1,52\,W^{0,026}} && \text{pentru } 1 < W < 8 \text{ ft} \\ Q &= (3{,}688\ W + 2{,}5)\,H_a^{1,6} && \text{pentru } 8 < W < 50\text{ft} \end{aligned} \qquad (5.13)$$

unde W este lățimea tronsonului constant, în ft și H_a — adîncimea în puțul din amonte, în ft.

Dimensiunile celor mai mari construcții de acest gen realizate pînă în prezent sînt, în ft: $W = 8{,}0$; $A = 8{,}0$; $C = 7{,}0$; $D = 9{,}0$; $E = 11{,}0$; $F = 3{,}0$; $G = 2{,}0$; $K = 3{,}0$; $L = 0{,}3$; $N = 0{,}9$, cu max $H_a = 2{,}5$.

5.9. Determinarea debitului straturilor freatice

Apele subterane provenite din straturile freatice sînt colectate în general de către cursurile de apă de suprafață pe care le intersectează la cote corespunzătoare. Considerînd un front rectiliniu al stratului omogen intersectat, debitul care provine din acest strat în mișcare permanentă, conform legii *Darcy* este (fig. 5.29):

$$Q = v \cdot \Omega = K(h_1 - h_2) \cdot L(h_1 + h_2)/2l,$$

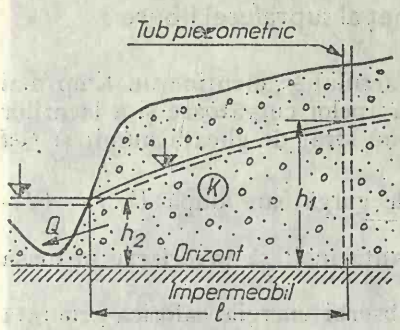


Fig. 5.29. Calculul debitului în mișcarea permanentă a curentului freatic către albie — strat omogen.

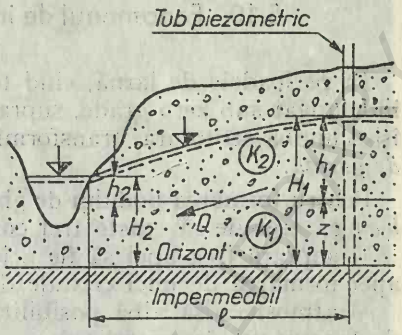


Fig. 5.30. Calculul debitului în mișcarea permanentă a curentului freatic către albie — stratificație diferită.

unde:

Q — este debitul stratului pe lungimea L, în m^3/s;

L — lungimea frontului normal pe direcția de scurgere, în m;

h_1, h_2, l — din figura 5.29, în m.

Prin restrîngerea termenilor din formula de mai sus, se obține:

$$Q = K\frac{h_1^2 - h_2^2}{2l}L. \qquad (5.14)$$

Cînd structura geologică a acviferului se compune din două straturi cu coeficienți de permeabilitate diferiți (fig. 5.30), debitul se calculează ca o sumă de debite parțiale, cu aceeași pantă piezometrică, dar cu secțiuni corespunzătoare fiecărui strat. Formula de calcul care rezultă din însumare are astfel formula:

$$Q = \frac{H_1 - H_2}{l}\left[K_1 Z + K_2\frac{h_1 - h_2}{2}\right]L. \qquad (5.15)$$

Eventual, poate fi înlocuită cu o relație de tipul (5.14) dacă se calculează un singur coeficient de permeabilitate, ca medie ponderată cu grosimea straturilor.

Dacă pe lungimea sectorului, direcțiile de scurgere a acviferului diferă sensibil, atunci lungimea L a sectorului se va fragmenta în sectoare parțiale perpendiculare pe direcțiile de scurgere, iar debitul se obține din însumarea debitelor parțiale. Același procedeu de fragmentare se va aplica dacă există diferențe importante și în ceea ce privește un alt factor al mișcării curentului.

În hidraulica subterană se studiază în amănunt o serie de formule de calcul al debitelor în foraje sau drenuri, necesare în special exploatării acviferelor; acestea nu își găsesc o frecventă folosire în hidrologie și de aceea nu se menționează aici.

Determinarea variației debitelor acviferelor, care alimentează cursurile de apă de suprafață, ca rezultat al mișcării nepermanente, face obiectul expunerii din capitolul 17.

5.10. Fenomenul de îngheț-dezgheț al suprafeței libere

În perioadele de iarnă, cînd temperatura aerului se menține un timp mai îndelungat sub zero grade, suprafața liberă a apelor curgătoare și a lacurilor își schimbă structura, transformîndu-se într-un strat de gheață numit și *pod de gheață*.

Pentru formarea podului de gheață la apele curgătoare după *V. I. Alt-berg*, trebuie să existe trei condiții:

— suprarăcirea apei să fie atît de importantă încît să favorizeze în masa apei formarea de mici cristale de gheață;

— atmosfera să aibă posibilitatea de a absorbi energia calorică generată de fenomenul de cristalizare;

— în masa curentului să existe zone cu o turbulență redusă, respectiv zone stagnante.

Prima și a doua condiție vor fi satisfăcute atît timp cît suprafața liberă sub formă lichidă rămîne direct expusă în atmosferă. Condiția a treia este de fapt realizată prin zonele cu viteze mici ale curentului adică la maluri și pe paturi de albii relativ rugoase.

În prima fază a înghețului mulțimea acelor de gheață, produse de suprarăcirea apei și de difuzarea energiei calorice în aer, sînt antrenate de mișcarea curentului și mare parte dintre ele sînt depuse pe asperitățile albiei; aici formează prin suprapunere, grămezi de gheață spongioasă. De îndată ce volumul grămezilor a atins stadiul în care forța ascensională este mai mare decît forța de adeziune de patul albiei, aceste grămezi denumite *sloiuri*, se urcă la suprafață și se mișcă în aval odată cu masa curentului. Cînd aceste sloiuri plutitoare se vor îngrămădi mai mult pe sectoarele cu albia îngustată sau cu mici adîncimi și se stabilește un contact între ele, se produce o sudură rapidă din aval către amonte, formînd podul de gheață. Pe lungimea podului de gheață curentul din albie se izolează de atmosferă, ceea ce face ca procesul de generare a cristalelor de gheață să înceteze. Cristalele existente care au rămas sub pod se aglomerează sub acesta constituind o masă semilichidă denumită în termeni populari *năboi* sau *zai*. În măsura în care temperatura negativă a aerului persistă, stratul de gheață își mărește grosimea mai mult sau mai puțin uniform. Pe cursurile de apă din țară, inclusiv Dunărea, grosimea maximă a podului de gheață variază între 25 și 60 cm. În figura 5.31 se redă variația

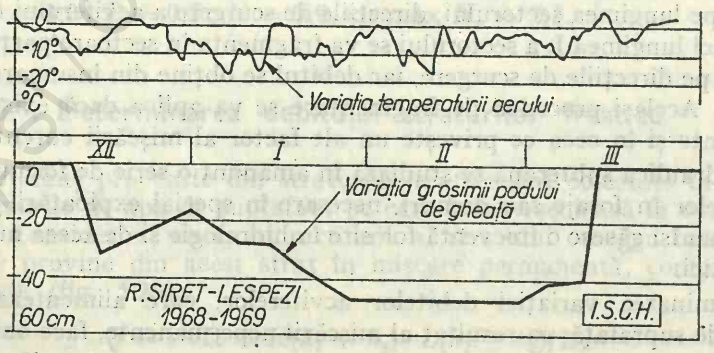


Fig. 5.31. Variația grosimii gheței pe riul Siret la stația Lespezi în iarna 1968/69.

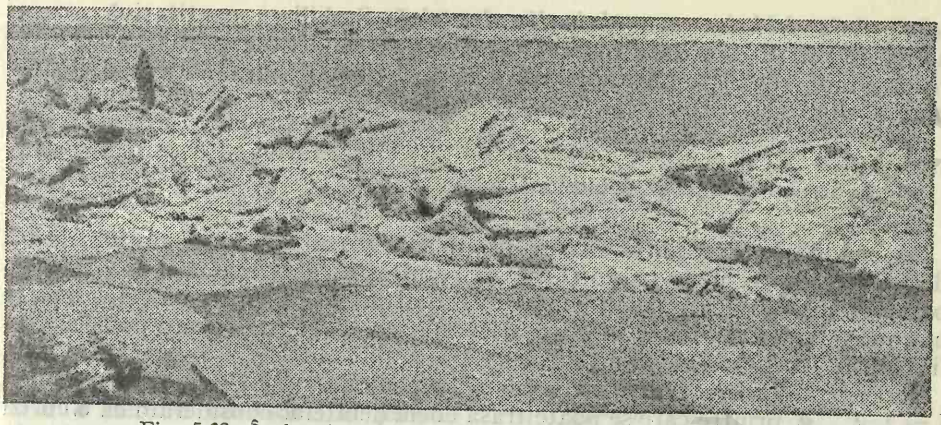


Fig. 5.32. Înghețul pe Dunăre la Oltenița, iarna anului 1927.

în timp a grosimii podului de gheață de pe rîul Siret la Lespezi din iarna 1968/1969, cînd temperatura sub zero grade a durat aproape 100 zile.

La cursurile de apă — cu mici adîncimi — din regiunea de munte, formarea podului de gheață poate să aibă loc prin creșterea volumului de gheață prinsă de maluri și de patul albiei, fără intermediul sloiurilor plutitoare.

Revenirea la starea inițială a suprafeței libere se produce sub acțiunea următoarelor cauze, acționînd separat sau în combinație:

— ridicarea temperaturii aerului peste zero grade;

— ridicarea temperaturii apei datorită unui aflux de apă mai caldă din amonte sau de proveniență subterană;

— creșterea presiunii apei pe suprafața interioară prin ridicarea nivelului curentului.

Durata podului de gheață fiind în funcție de aceste condiții, este destul de variabilă de la un curs de apă la altul și chiar pentru același curs de apă. Ca durată maximă la Dunăre în dreptul podului Turnu Măgurele s-a înregistrat o perioadă neîntreruptă de 70 zile.

Primele două condiții arătate au ca efect micșorarea podului de gheață în sloiuri de mari suprafețe, care sînt antrenate în aval de curent. În această fază, suprafața liberă a curentului este în bună parte ocupată de fragmentele de gheață, luînd uneori aspecte inedite (fig. 5.32).

Masa considerabilă de sloiuri provenite din podul de gheață poate uneori să se blocheze în coturile accentuate ale albiei sau în sectoarele cu mici adîncimi, formînd adevărate baraje denumite *zăpoare*. În această situație regimul de scurgere al curentului se schimbă radical, atît în amonte cît și în aval de această obstruare naturală. Zăpoarele formate în trecut pe Dunăre, au avut deseori un caracter gigantic, producînd grave inundații și distrugeri ale multor nave.

5.11. Relația debit-nivel (Q—H)

Pe măsură ce nivelurile apei cresc sau descresc într-o secțiune de scurgere a curentului, debitele acestuia vor fi mai mari, respectiv mai mici. Există o legătură nemijlocită între cei doi factori denumită în hidrologie *curba debi-*

telor, cheia debitelor sau *cheia limnimetrică*. Stabilirea cantitativă a unei astfel de relații este de o însemnătate majoră fiindcă dă posibilitatea să se rezolve numeroase probleme din domeniul hidrologiei, hidraulicei și ale economiei apelor.

5.11.1. Structura curbei debitelor

În condiția existenței — într-un profil transversal — a unui număr destul de mare de perechi de valori Q, H, ca rezultat al determinărilor indicate în paragrafele precedente (suplimentat eventual prin perechi de valori calculate hidraulic), cheia debitelor se poate determina pe cale grafică sau pe cale analitică.

Procedeul grafic constă în reprezentarea pe două axe a punctelor Q_i, H_i, cu $i = 1, 2 \ldots n$, printre care se poate trasa cheia debitelor considerată ca o curbă optimă (fig. 5.33).

Un exemplu real se referă la curba debitelor și curba vitezelor medii ale rîului Mureș în secțiunea de scurgere de la stația hidrometrică Arad (fig. 5.34). Se vede că legătura între debit și nivel nu este liniară, ci mai degrabă parabolică.

Pentru profile transversale stabile cu formă asemănătoare unei parabole, trapez sau dreptunghi, curba debitelor poate fi interpretată analitic prin relația generală:

$$Q = Q_0(H + a)^n, \tag{5.16}$$

unde:

Q_0 este debitul de apă la nivelul $(H + a) = 1$;
a — parametru de nivel;
n — exponent.

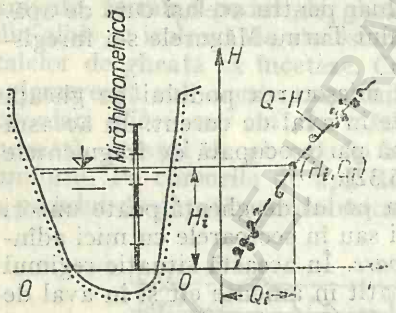


Fig. 5.33. Construcția grafică a cheii debitelor.

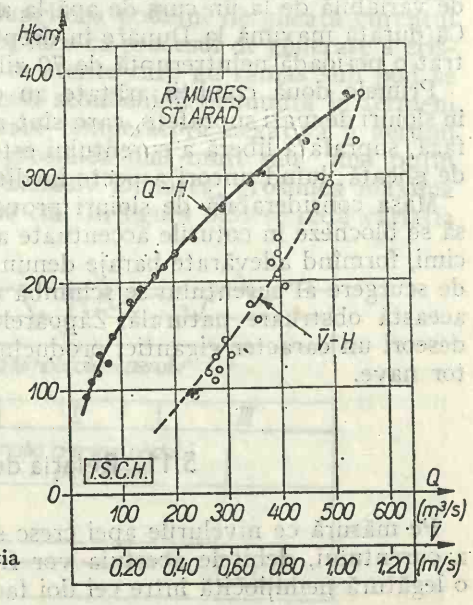


Fig. 5.34. Cheia debitelor rîului Mureș la stația Arad.

Acești trei factori caracterizează hidrologic profilul transversal și se determină din setul de valori Q_i; H_i, astfel: relația (5.16) se liniarizează prin logaritmare la forma:

$$\lg Q = \lg Q_0 + n \lg (H + a), \quad (5.17)$$

care implică și transformarea valorilor H_i, Q_i în $\lg Q_i$, $\lg (H_i + a)$. Aceste ultime valori reprezentate grafic, se vor alinia pe dreapta (5.17) dacă se dă parametrului a o valoare corespunzătoare. Parametrul a nefiind cunoscut se procedează prin încercări pînă se atinge acea valoare care satisface condiția de liniaritate. De exemplu, în figura 5.35, valoarea convenabilă este $a = 0{,}2$, fiindcă celelalte două, $a = 1{,}0$ și $a = -1{,}0$, depărtează sensibil valorile de un traseu rectiliniu. De îndată ce parametrul a a fost determinat, se trasează prin puncte o dreaptă; rămîne să se precizeze valorile termenului $\lg Q_0$ și ale coeficientului unghiular n. Pentru aceasta, se aleg două puncte pe dreaptă, M și N, ale căror coordonate măsurate pe grafic (X_1, Y_1) și $(X_2; Y_2)$ introduse în relațiile (5.17), permit obținerea rezultatelor căutate

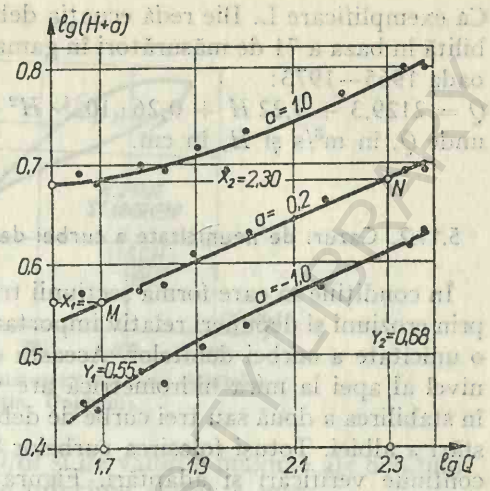


Fig. 5.35. Determinarea parametrilor cheii debitelor din expresia $Q = Q_0 (H + a)^n$.

$$n = \frac{X_2 - X_1}{Y_2 - Y_1}; \qquad \lg Q_0 = \frac{X_1 Y_2 - X_2 Y_1}{Y_2 - Y_1}. \quad (5.18)$$

În exemplul de mai sus procedeul conduce la următoarele rezultate:

$n = 4{,}8$; $\lg Q_0 = -0{,}893$; $Q_0 = 0{,}128$; $Q = 0{,}128\,(H - 0{,}20)^{4{,}80}$ [m³/s]

În cazul profilelor stabile dar neregulate sau cu lunci destul de extinse, determinarea curbei debitelor în modul în care a fost descris nu își găsește aplicare și trebuie să se recurgă la expresii mai complicate.

O rezolvare pur analitică a ecuației debitelor pentru profile îndiguite sau cu debite în lunci relativ mici față de întreaga secțiune de scurgere, se poate obține aplicînd teoria optimizării parametrilor, adică din condiția:

$$\Sigma [(Q_i - f(H_i)]^2 \rightarrow \min.,$$

unde Q_i sînt debitele măsurate la nivelul H_i și f (H_i) — funcția curbei debitelor care se propune.

În mod normal se alege o funcție parabolică cu cel mult 5 termeni, adică

$$f(Q) = \sum_{j=0}^{n} a_j H^j; \quad j = 0, 1, 2, 3, 4.$$

Cele $(n + 1)$ ecuații care determină parametrii a_j, sînt:

$$\frac{\partial}{\partial a_j} \Sigma [Q - \mathrm{f}(H)]^2 = 0.$$

Ca exemplificare L. Ilie redă ecuația debitelor Dunării la Turnu Măgurele stabilită în baza a 71 de măsurători în gama $Q = 2130$ m³/s ... 14 900 m³/s în perioada 1965—1973:

$$Q = 2129{,}3 + 9{,}22\,H + 0{,}26 \cdot 10^{-1} \cdot H^2 - 0{,}629 \cdot 10^{-4} \cdot H^3 + 0{,}52 \cdot 10^{-7}\, H^4$$

unde Q, în m³/s și H, în cm.

5.11.2. Cazuri de neunicitate a curbei debitelor

În condițiile în care forma secțiunii transversale a albiei se modifică în timp prin eroziuni și depuneri relativ importante, nu mai este posibil să se considere o unicitate a curbei debitelor. Aceasta datorită faptului că debitul la același nivel al apei la mira hidrometrică are valori sensibil diferite. Soluția constă în stabilirea a două sau trei curbe de debite, fiecare corespunzînd unei anumite stări a albiei. Totuși folosirea curbelor întîmpină dificultăți deoarece implică continue verificări și adaptări. Figura 5.36 ilustrează cazul a două curbe de debit pentru rîul Zeletin la stația hidrometrică Galbeni.

— La unele cursuri de apă cu panta longitudinală a suprafeței libere foarte mică, curba debitelor prezintă în partea superioară un efect de histerezis (fig. 5.37).

Acest fapt se datorește diferenței de pantă care intervine în timpul apelor mari, în sensul că la același nivel, panta longitudinală a suprafeței libere este mai mare în epoca de niveluri crescătoare decît în epoca de niveluri descrescătoare.

Pentru a se reduce cheia debitelor la o formă univocă pe tot domeniul, *L. Ilie* a studiat modificarea curbei debitelor elaborată în mod normal (fără buclă) prin corectări adecvate ale acesteia. Aceste corectări sînt în funcție

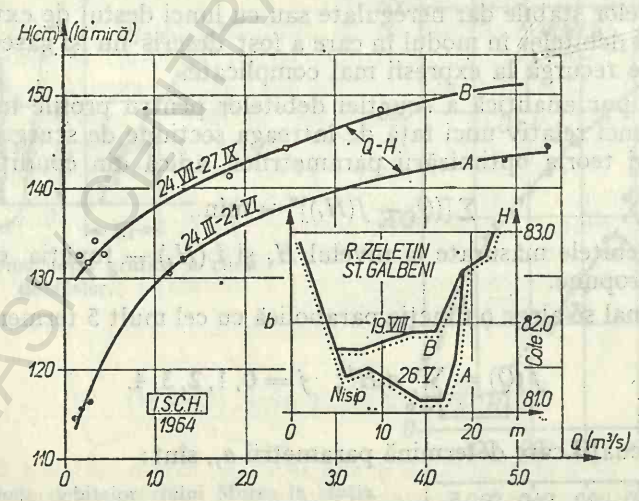


Fig. 5.36. Cheile de debit în cazul variației secțiunii transversale a albiei (rîul Zeletin, stația Galbeni).

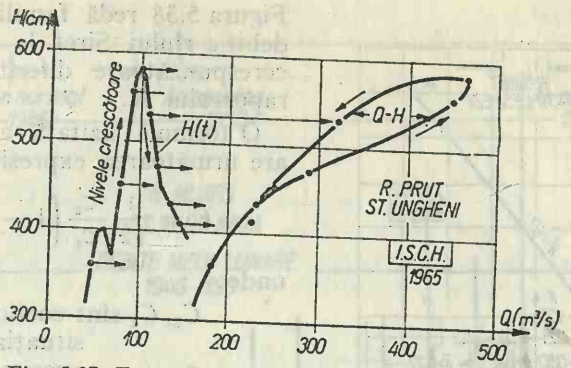


Fig. 5.37. Fenomenul de histerezis al cheii debitelor (rîul Prut, stația Ungheni).

de gradientul variației hidrografului dQ/dt și de valorile maxime ale debitului Q_{max} și ale nivelului H_{max}. Formula de principiu stabilită este:

$$Q_i = Q_i^* - K\left(\frac{dQ}{dt}\right)_i,$$

unde Q_i este debitul curbei univoce;

Q_i^* — debitul la nivelul H_i pe ramura crescătoare a hidrografului;

K — parametru;

$\left(\frac{dQ}{dt}\right)_i$ — gradientul la nivelul H_i pe aceeași ramură.

Avantajul unei chei univoce constă în simplificarea construcției hidrografelor de debite, care urmează să fie elaborate pe baza nivelurilor noi înregistrate.

După *Wilson* (Engineering Hydrology — 1974) formula explicită este

$$Q_i = \frac{Q_i^*}{\sqrt{1 + \frac{A \cdot (dH/dt)_i}{1{,}3\ Q^* \cdot J}}}$$

unde: A este secțiunea udată la nivelul H;

J — panta curentului;

derivatele dH/dt sînt pozitive pentru ramura crescătoare a hidrografului $H(t)$ și negative pentru ramura descrescătoare.

— Podul de gheață formează de asemenea o cauză a modificării curbei debitelor obținută în timpul normal al neînghețului. Pentru același nivel al apei, debitul Q_1 cu pod de gheață are o valoare mai mică decît debitul Q_2 fără pod de gheață, adică există raportul:

$$\frac{Q_1}{Q_2} = K < 1{,}0. \qquad (5.19)$$

Explicația constă în faptul că podul de gheață opune o rezistență hidraulică mai mare mișcării curentului, decît cea a aerului din timpul neînghețului.

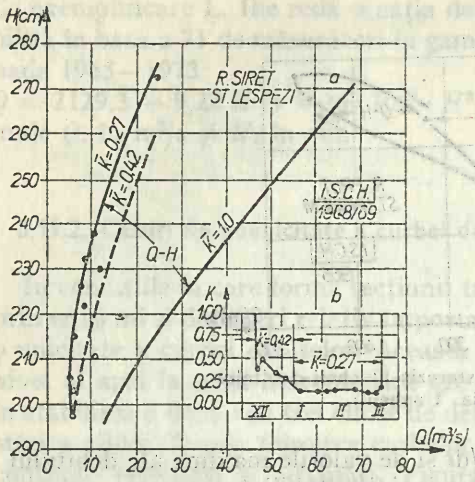


Fig. 5.38. Familia de curbe de debite în cazul podului de gheață (rîul Siret, stația Lespezi).

Figura 5.38 redă familia de curbe de debit a rîului Siret la stația Lespezi, corespunzătoare diferitelor valori ale raportului K.

O formulă uzitată a raportului K are următoarea expresie:

$$K = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{C_2}{C_1} \left(1 - \frac{a}{\bar{A}}\right)^{3/2}, \quad (5.20)$$

unde:

C_2, C_1 sînt coeficienții Chézy în situația cu pod și fără;

a — grosimea gheței;

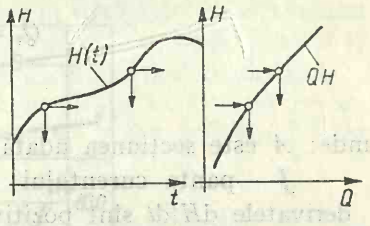
$\bar{A}$ — adîncimea medie a secțiunii curentului.

— Schimbarea rugozității albiei prin vegetație, poate de asemenea să conducă la modificarea curbei debitelor.

— La unele cursuri de apă cu circulație în dublu sens, de exemplu cum sînt unele gîrle din delta Dunării, problema stabilirii curbelor de debit capătă o particularitate care necesită studii hidrometrice speciale.

5.12. Grafice uzuale de debit

Pentru caracterizarea regimului hidrologic al cursurilor de apă și pentru multiple determinări din domeniul gospodăririi apelor — cum este de exemplu folosirea capacității lacurilor de acumulare — este necesar ca datele hidrometrice privind debitele să fie prezentate deseori sub forma unor grafice. Unele din aceste grafice sînt gata elaborate în publicațiile și periodicele instituțiilor de specialitate, alteori vor trebui elaborate în funcție de problema care se studiază.



5.12.1. Hidrograful debitelor Q(t).

Este un grafic corespondent hidrografului de nivel și reprezintă variația debitului în ordine cronologică (fig. 5.39).

Hidrograful debitelor urmărește fidel variația hidrografului de nivel și scoate în evidență anumite valori caracteristice de-a lungul respectivei perioade de timp. Astfel, pentru un hidrograf anual se remarcă: *debitul maxim anual* Q_{max}, *debitul minim anual* Q_{min} și *debitul mediu anual* Q_{med} — ca medie aritmetică a tuturor debitelor din anul con-

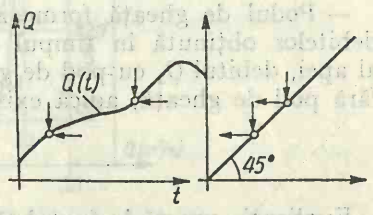


Fig. 5.39. Construcția grafică a hidrografului de debite.

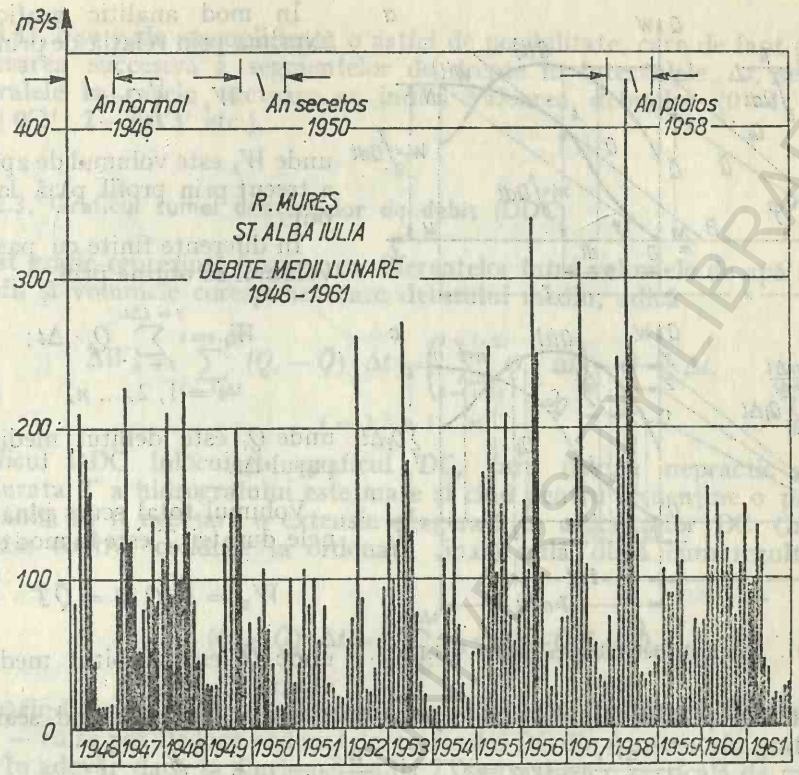


Fig. 5.40. Hidrograful debitelor multianuale (rîul Mureș, stația Alba Iulia).

strucției hidrografului. Pentru un hidrograf multianual în mod analog vor apărea *max* Q_{max} (notat și $\overline{Q}_{max}$), *min* Q_{min} și *med* Q_{med} (notat și $\overline{Q}_{med}$). În fine, cu debitele caracteristice anuale se pot forma șiruri statistice, bază a determinării debitelor asigurate conform calculului de probabilitate hidrologică.

Hidrograful debitelor măsurate are o importanță fundamentală fiindcă rămîne reperul comparației dintre realitate și modelarea hidrologică teoretică.

Intervalele cronologice cu care se construiește un hidrograf de debite depinde de gradul de precizie urmărit în diferitele situații. Pentru un hidrograf din perioada apelor mari, intervalul poate fi de la o oră pînă la o zi; pentru hidrografe anuale, de la o săptămînă pînă la o lună. Valoarea debitului pentru fiecare interval va fi media debitelor realizate în intervalul considerat. Pentru exemplificare, se redă în figura 5.40 hidrograful multianual al rîului Mureș la Alba-Iulia, cu intervalul cronologic lunar.

5.12.2 Graficul debitelor cumulate (DC)

Acest grafic reprezintă creșterea — în raport cu timpul — a volumelor de apă care trec prin profil, volume obținute prin însumarea debitelor hidrografului respectiv. În figura 5.41, *a* se arată hidrograful $Q(t)$ pentru durata totală T și graficul debitelor cumulate $W(t)$ căruia îi corespunde.

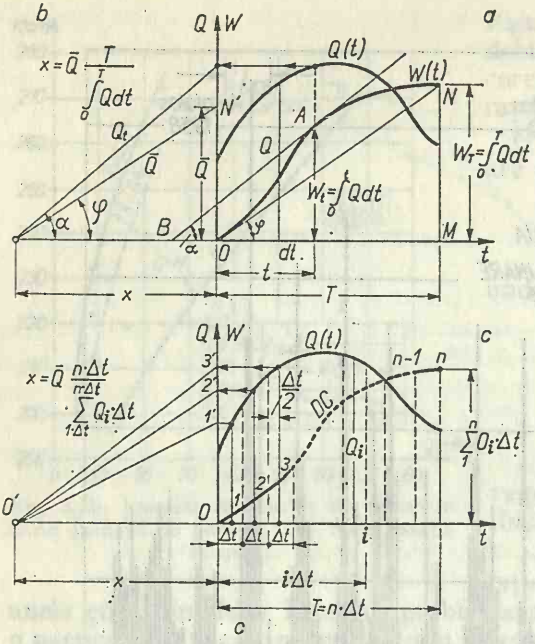


Fig. 5.41. Graficul debitelor cumulate (G.D.C.).

În mod analitic graficul se exprimă prin relația de principiu:

$$W_t = \int_0^t Q\,dt, \tag{5.21}$$

unde W_t este volumul de apă care a trecut prin profil pînă la timpul t.

În diferențe finite cu pasul Δt, volumul se obține prin:

$$W_t = \sum_{t=0}^{t=i\Delta t} Q_i \cdot \Delta t;$$

$$i = 1, 2, \ldots n, \tag{5.21'}$$

unde Q_i este debitul mediu din pasul Δt.

Volumul total scurs pînă la finele duratei T este în mod analog

$$W_T = \int_0^T Q\,dt = \bar{Q}T \tag{5.22}$$

unde $\bar{Q}$ este debitul mediu pe durata T.

Dispunînd de graficul DC, se dispune implicit și de debite, ținînd seama că

$$\frac{dW_t}{dt} = \operatorname{tg}\alpha = Q_t \quad \text{și} \quad \frac{W_T}{T} = \operatorname{tg}\varphi = \bar{Q}. \tag{5.23}$$

Este deci suficient să se evalueze tangentele în oricare punct al graficului pentru a se obține debitele corespunzătoare punctului. Evaluarea trebuie însă să țină seama de o anumită scară, la rîndul ei funcție de scările în care s-au desenat debitele, timpul și volumele. Scara graficului se construiește folosind o distanță polară x orizontală (fig. 5.41, *b*), calculată din asemănarea triunghiurilor OMN și $O'ON'$ prin relația de principiu

$$x = \bar{Q}\frac{T}{\int_0^T Q\,dt}, \text{ respectiv } x = \bar{Q}\frac{T}{\sum_{i=0}^{i=n\cdot\Delta t} Q_i \cdot \Delta_t}. \tag{5.24}$$

Dacă se notează q — scara debitelor, în mm; τ — scara timpului, în mm și w — scara volumelor, în mm, distanța polară rezultă pe grafic, în mm din relația practică:

$$x = q \cdot \bar{Q}\frac{\tau \cdot T}{w \cdot \sum_{i=0}^{i=n\cdot\Delta t} Q_i \cdot \Delta t}. \tag{5.25}$$

Prin folosirea inversă a procedeului determinării debitelor, se poate construi graficul DC avînd hidrograful debitelor folosind scara mai sus arătată. În fi-

gura 5.41, *c* se vede exemplificată o astfel de posibilitate, care de fapt constă în trasarea succesivă a segmentelor de drepte în intervalele Δt, segmente paralele la razele vectoare ce indică valoarea debitelor (0—1 ‖ 0′1′; 1—2 ‖ 0′2′; 2—3‖0′3′ etc.).

5.12.3. Graficul sumei diferențelor de debit (DDC)

Acest grafic reprezintă însumarea diferențelor între volumele de apă scurse în profil și volumele corespunzătoare debitului mediu, adică

$$\Delta W_i = \sum_{t=1\,\Delta t}^{t=i\cdot\Delta t} (Q_i - \bar{Q}) \cdot \Delta t = \left(\sum_{t=1\,\Delta t}^{t=i\cdot\Delta t} Q_i \cdot \Delta t\right) - \bar{Q} \cdot i \cdot \Delta t. \qquad (5.26)$$

$$i = 1,2,\ldots \text{ i} \ldots n$$

Graficul DDC înlocuiește graficul DC, care devine nepractic atunci cînd durata T a hidrografului este mare și cînd pentru a menține o precizie acceptabilă ar fi necesară o extensie exagerată a ordonatelor DC Graficul DDC din contră, conduce la ordonata finală nulă după cum rezultă din relația:

$$\sum_{t=1\,\Delta t}^{n\cdot\Delta t} (Q_i - \bar{Q}) \cdot \Delta t = \left(\sum_{1\,\Delta t}^{n\cdot\Delta t} Q_i \cdot \Delta t\right) - \bar{Q}T = 0.$$

Urmărind figura 5.42 se poate observa — așa cum rezultă și din relația (5.26) — că se pot deduce ordonatele graficului DC din construcția graficului DDC. În adevăr dacă la finele perioadei T, se trasează o verticală de mărime $W_T = \bar{Q} \cdot n \cdot \Delta t$ și se construiește triunghiul OMM' — deci cu unghiul φ în origină — după care se duce verticala AB' la timpul $i \cdot \Delta t$, atunci

$$AB' = AB + BB'$$

sau prin înlocuire

$$AB' = \bar{Q} \cdot i\,\Delta t + \sum_{1\,\Delta t}^{i\cdot\Delta t} (Q_i - \bar{Q}) \cdot \Delta t = \sum_{1\cdot\Delta t}^{i\cdot\Delta t} Q_i \cdot \Delta t \qquad (5.27)$$

care reprezintă tocmai ordonata graficului DC la timpul $t = i \cdot \Delta t$.

De aici rezultă că dreptele echidistante și care sînt înclinate cu același unghi φ constituie scara valorilor graficului DC.

În figura 5.42, *b* se vede un fascicul de astfel de drepte paralele, a căror intersecție cu linia graficului DDC marchează volumele de apă notate pe aceste drepte, evident la momentele ce corespund punctelor de intersecție.

Analog cu procedeul graficului DC, graficul DDC permite, ca prin raze vectoare în sensul arătat în figura 5.42, *c*, să se determine debitele, dacă scara debitelor este construită astfel încît debitul mediu $\bar{Q}$ să fie marcat pe orizontală, iar distanța polară x să se calculeze cu aceeași formulă (5.25).

Graficul DC și îndeosebi graficul DDC sînt utilizate în mod curent în economia apelor și anume la determinarea volumelor lacurilor de acumulare create prin baraje.

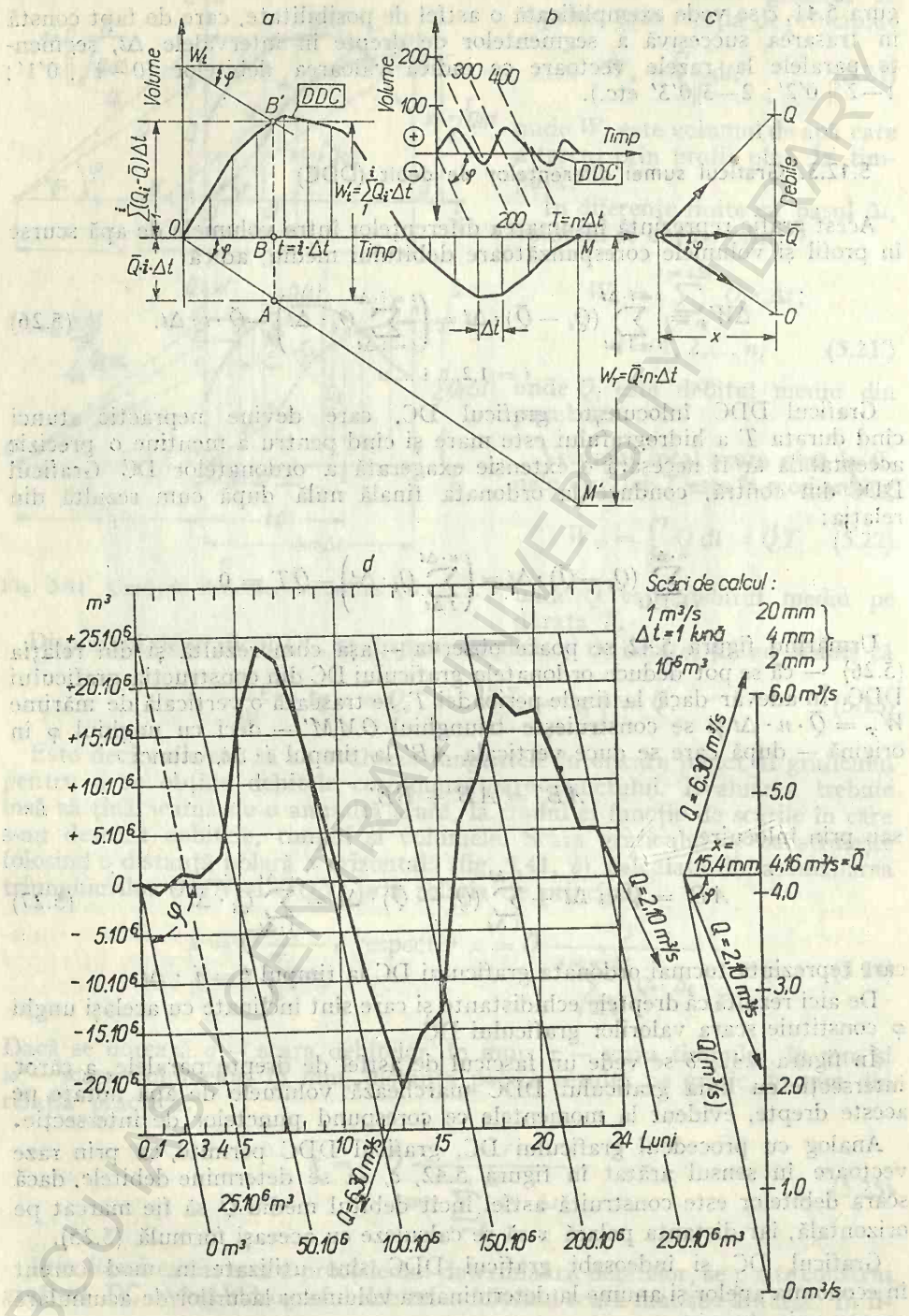


Fig. 5.42. Construcția curbei diferențelor cumulate (GDDC).

Un exemplu concret este tratat în figura 5.42, *a* unde graficul DDC este elaborat pe baza datelor din tabelul 5.3.

Tabelul 5.3

i	Q_i	$\bar{Q}$	$Q_i - \bar{Q}$	$\sum Q_i - \bar{Q}$	$\Delta t = 1$ lună	$\Delta t \cdot (Q_i - \bar{Q}) = W_i$
luna	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s	s	10^6 m³
1	3,90	4,16	−0,26	−0,26	$2{,}592 \cdot 10^6$	−0,674
2	4,80	„	+0,64	+0,38	„	+0,984
3	4,10	„	−0,06	+0,32	„	0,830
4	4,90	„	+0,74	+1,06	„	2,750
5	9,50	„	+5,34	+6,40	„	16,590
6	6,90	„	+2,74	+9,14	„	23,690
7	3,70	„	−0,46	+8,64	„	22,394
8	1,90	„	−2,26	+6,42	„	16,641
9	1,30	„	−2,86	+3,56	„	9,228
10	1,00	„	−3,16	+0,40	„	1,037
11	1,00	„	−3,16	−2,76	„	−7,154
12	1,60	„	−2,56	−5,32	„	−13,790
13	1,50	„	2,66	−7,98	„	−20,684
14	6,30	„	+2,14	−5,84	„	−15,137
15	5,00	„	+0,84	−5,00	„	−12,960
16	11,50	„	+7,34	+2,34	„	6,065
17	5,80	„	+1,64	+3,98	„	10,316
18	7,50	„	+3,34	+7,32	„	18,973

POLITEHNICA UNIVERSITY LIBRARY

Tabelul 5.3 (continuare)

i	Q_i	$\bar{Q}$	$Q_i - \bar{Q}$	$\sum(Q_i - \bar{Q})$	$\Delta t = 1$ lună	$\Delta t \cdot (Q_i - \bar{Q}) = W_i$
luna	m^3/s	m^3/s	m^3/s	m^3/s	s	10^6 m^3
19	3,50	„	−0,66	+6,66	„	17,262
20	4,40	„	+0,24	+6,90	„	17,885
21	2,10	„	−2,06	+4,84	„	12,545
22	1,50	„	−2,66	+2,18	„	5,651
23	4,10	„	−0,06	+2,06	„	5,340
24	2,10	„	−2,06	0	„	0
$\sum Q_i = 99{,}9$ m^3/s						

Din datele din tabel rezultă:

$$\bar{Q} = \frac{99{,}9}{24} = 4{,}16 \text{ m}^3/\text{s}; \quad \Delta t = 1 \text{ lună}; \quad T = 24 \text{ luni};$$

$$W_T = 4{,}16 \times 2{,}592 \cdot 10^6 \times 24 = 258{,}78 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Deoarece graficul este desenat în scările

q	= 20 mm	pentru	Q	= 1 m^3/s;
τ	= 4 mm	pentru	Δt	= 1 lună;
v	= 2 mm	pentru	W_1	= 10^6 m^3,

rezultă distanța polară din ecuația 5.25):

$$x = \frac{20 \times 4{,}16 \times 4 \times 24}{2 \times 258{,}78} = 15{,}4 \text{ mm}.$$

Unghiul φ al dreptelor înclinate paralel — care marchează valorile W ale debitelor cumulate — rezultă din înclinarea dată de raza vectoare $Q = 0$ desenată în partea dreaptă a graficului. Pentru $W = 0$ dreapta respectivă pornește din originea axelor; pentru $W = 25 \cdot 10^6$ dreapta începe de pe axa ordonatelor din diviziunea $25 \cdot 10^6$ ș.a.m.d.

Conform structurii graficului, dacă interesează debitul de exemplu din luna 24-a, acesta va fi $Q = 2{,}10$ m^3/s, dedus pe scara debitelor din raza vectoare paralelă cu latura, a intervalului Δt respectiv.

Construcția graficului W_1 se obține deci în următoarele faze:

1. Calculul mediei Q și a volumului total QT din șirul de debite cronologice și numărul n de intervale Δt.

2. Calculul distanței polare x după ce s-au fixat scările de desen q, τ și v (ec. 5.25).

3. Trasarea verticalei cu gradația debitelor și a distanței polare x în dreptul debitului mediu $\bar{Q}$.

4. Trasarea curbei W_1 prin paralele la razele vectoare aferente șirului de debite și intervalelor succesive Δt.

5. Construirea dreptelor înclinate, care marchează volumele W prin paralele la raza vectoare $Q = 0$.

6.

Factorii climatici ai scurgerilor apelor

Rețeaua și bazinul hidrografic împreună cu albiile și formațiile subterane aferente cursurilor de apă constituie sub aspectul lor fizic o parte din factorii care determină modul în care generează și evoluează curenții de apă de suprafață și cei din subteran. Acest spațiu face parte din scoarța superficială a litosferei.

Înainte de a întreprinde studiul curenților de apă trebuie analizați o serie de alți factori — denumiți factori climatici — și care aparțin atmosferei și anume: presiunea atmosferică, vîntul, umiditatea aerului, temperatura, precipitațiile atmosferice (ploile, zăpada și topirea zăpezii), evaporarea apei, evapo-transpirația. Odată cu acestea se vor aborda succint și aspectele generale asupra spațiului atmosferic.

6.1. Atmosfera

6.1.1. Structura și compoziția

Masa de aer care înconjură pămîntul este cunoscută sub denumirea de *atmosferă* de la cuvintele grecești *atmos*, vapori și *sfaira*, sferă. Atmosfera constituie stratul protector al ansamblului biologic existent pe pămînt în contra radiațiilor cosmice. Din punct de vedere meteorologic, înălțimea stratului atmosferic depășește 140 km și se subdivide în special din punctul de vedere al temperaturilor, în *troposferă* pe 11 km înălțime de la nivelul mării, urmată de *stratosferă* pînă la înălțimea de 30 ... 40 km și în continuare *mezosferă*.

Aerul atmosferic este alcătuit din amestecul următoarelor gaze: nitrogen 78,09%, oxigen 20,95%, argon 0,93%, bioxid de carbon 0,03% și pînă la completarea procentajului cu alte cîteva gaze. Sub formă de suspensii, atmosfera cuprinde în partea inferioară vapori de apă și diferite particule microscopice. Greutatea totală a aerului se evaluează la circa $52 \cdot 10^{14}$ tone, din care jumătate se concentrează în primii 5 km ai troposferei. Tot în acest spațiu al troposferei se află sediul celor mai multe fenomene care interesează hidrologia, și anume formarea norilor, precipitațiile atmosferice, vîntul etc. Cea mai mare parte a cantității de vapori de apă din atmosferă (90%) se află concentrată tot în primii 5 km ai troposferei.

6.1.2. Presiunea atmosferică

Presiunea atmosferică sau presiunea aerului este rezultatul acțiunii moleculare a aerului asupra corpurilor cu care acesta vine în contact. Acțiunea moleculară este echivalentă cu greutatea coloanei de aer avînd secțiunea de 1 cm^2 și înălțimea, de la sol și pînă la limita superioară a atmosferei. Expri-

mînd această greutate în coloană de mercur, se obține presiunea de 760 mm, respectiv în unități C.G.S. 1,033 kgf/cm², cunoscută sub denumirea de *atmosferă* (at.). Ambele valori sînt valabile pentru latitudinea de 45°, la nivelul mării și la temperatura aerului de 15°C. Presiunea atmosferică variază cu altitudinea și temperatura (tabelul 6.1).

Tabelul 6.1

Altitudine (m)	Temperatura aer (°C)	Presiunea atmosferică	
		mm col. Hg	mb
0	15	760	1033,0
1 000	8,5	662	298,7
2 000	2	590	794,8
3 000	—4,5	512	701,0

În plus, chiar în același loc, presiunea atmosferică suferă devieri într-un sens sau în altul, datorită curenților de aer cald sau rece. Presiunea atmosferică se măsoară cu *barometre* care sînt de diferite tipuri, frecvent folosit fiind barometrul aneroid. Înregistrări automate se pot obține prin *barografe*, care redau grafice de variație ale presiunii în decursul a 24 ore sau chiar săptămînal.

Măsurătorile simultane ale presiunilor atmosferice din stațiile meteorologice pot fi extinse pe mari suprafețe cum sînt acelea ale bazinelor hidrografice, regiunilor și grupurilor de țări. Acestea se concretizează prin curbe de egală presiune numite *izobare*. În acest scop observațiile fiind făcute în stații cu altitudini diferențiate, trebuie aduse mai întîi la nivelul mării și apoi trasate izobarele prin sistemul interpolărilor obișnuite. Echidistanța curbelor izobare poate fi 5 sau 10 mb. Teritoriile pe care apar valorile maxime ale presiunii formează așa-numitele maxime barometrice sau *anticicloni*, iar cele cu valori minime depresiuni barometrice sau *cicloni*. Anticiclonii și ciclonii au caracterul unor perturbații care se desfășoară în diferite forme de la faza incipientă pînă la dispariție. În faza de dezvoltare maximă ciclonul (fig. 6.1) este compus dintr-o masă de aer cald și una de aer rece care se urmăresc într-o mișcare de vîrtej, care și el, în același timp, capătă o deplasare cu vitezele de 40 ... 50 km/h. Cele două mase de aer sînt delimitate prin două suprafețe

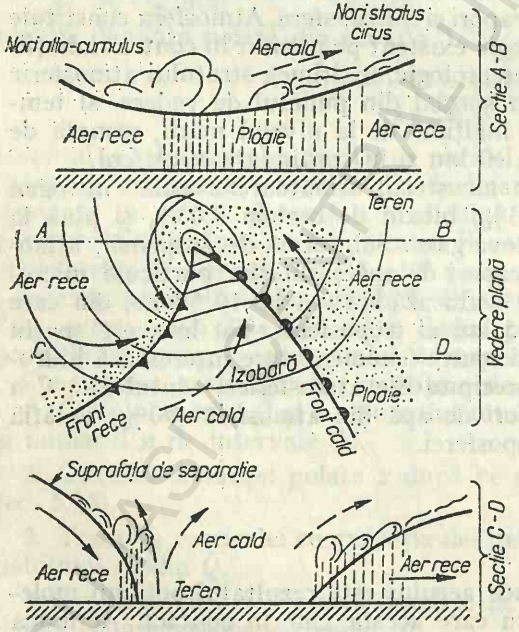


Fig. 6.1. Schema unei formații ciclonice în faza de maximă dezvoltare.

de separație cu caractere diferite. Suprafața care separă masa de aer rece de cea caldă pornește de la teren cu o pantă rapidă, iar cea care separă aerul cald de cel rece are o pantă mult atenuată. Intersecția suprafețelor de separație cu terenul formează două curbe denumite *fronturi*; pe harta cu izobare, *frontul rece* este semnalizat cu triunghiuri și cel *cald* cu semicercuri.

6.1.3. Vîntul

Prin vînt se înțelege mișcarea pe orizontală a maselor de aer, care depinde de următorii factori principali:

— *potențialul aerodinamic* caracterizat prin structura izobarelor regionale, respectiv de gradientul acestora;

— forța *Coriolis* datorită rotației pămîntului;

— *componenta orizontală* a forței centrifuge din mișcarea curbă a masei de aer;

— *frecarea maselor de aer* în mișcare de învelișul solului.

Unii din acești factori generează mișcarea propriu-zisă a maselor de aer, iar alții îi modifică caracteristicile. De pildă, sub acțiunea gradientului, vîntul care ia naștere ar trebui să aibă o direcție a vitezei analoagă liniilor de curent hidrodinamic, adică normală pe izobare. Totuși acțiunile comune ale celorlalți factori nu numai că schimbă direcția — aducînd-o uneori aproape de tangentă la izobare — dar intervin chiar în modificarea cantitativă a vitezei.

În spațiul mai înalt al atmosferei unde forțele de frecare sînt nule și eventual izobarele sînt aproape paralele (forța centrifugă neglijabilă), potențialul baric este egal și de semn contrar cu energia forțelor Coriolis. Vîntul rezultat din acest proces de echilibru poartă numele de *vînt geostrofic*. În cazul normal al izobarelor curbe — cînd intervine forța centrifugă pe aceeași direcție cu gradientul baric — caracterul mișcării se schimbă (rămîne totuși uniformă), generînd așa-numitul *vînt de gradient*. Contactul aerului în mișcare cu învelișul solului are loc în condițiile unei rezistențe apreciabile, care se resimte pe o înălțime variabilă cu natura învelișului.

Vîntul mai poate să ia naștere prin răcirea sau încălzirea rapidă a stratului de aer în contact cu solul sau cu masele de apă cum este cazul *brizelor locale* și al *focului*.

Din punct de vedere fizico-mecanic, vîntul este un vector acționînd după o direcție cu o valoare determinată.

Direcția vîntului este aceea dinspre care bate vîntul și anume, după cele opt puncte cardinale principale: N, NE, E, SE, S, SV, V și NV.

Valcarea vectorului exprimă mărimea vitezei V sau a intensității vîntului, în m/s sau km/oră. Sub o formă calitativă viteza vîntului se clasifică după *scara Beaufort* în 11 denumiri: calm ($V < 0{,}5$ m/s), aproape liniștit (0,6 ... 1,7 m/s), puțin vînt (1,8 ... 3,3 m/s), vînt slab (3,4 .. 5,2 m/s), vînt potrivit (5,3 ... 7,4 m/s), vînt tăricel (7,5 ... 9,8 m/s), destul de tare (9,9 ... 12,4 m/s), vînt tare (12,5 ... 15,2 m/s), vînt puternic (15,3 ... 18,2 m/s), vijelie (18,3 ... 21,5 m/s), vijelie puternică (21,6 ... 25,1 m/s) și tempestă sau uragan ($V > 25{,}2$ m/s).

Din punct de vedere hidrologic, interesează în special valorile vitezei vîntului la sol și la o înălțime din apropierea acestuia (1 ... 5 m). Este important să

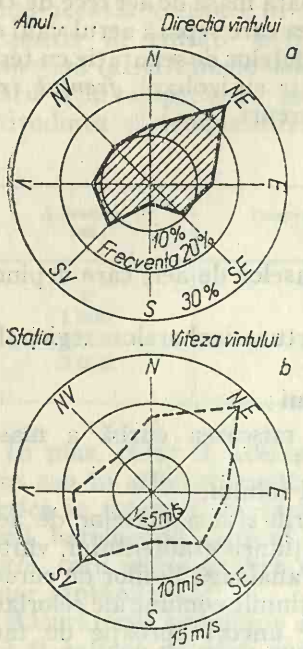


Fig. 6.2. Roza vîntului:
a — după direcție; *b* — după mărimea vitezelor pe direcții.

se cunoască deci modul de repartizare a vitezelor în raport cu înălțimea de la sol.

O formulă empirică de tip parabolic este următoarea:

$$V = V_0\left(\frac{H}{H_0}\right)^{1/6\ldots1/7}, \quad H > H_0 \quad (6.1)$$

unde V_0 este viteza măsurată la o înălțime standard H_0, iar H — înălțimea la care se calculează viteza V. Măsurarea vitezelor V_0 se efectuează cu *anemometre*, aparate de tipul moriștilor hidrometrice, iar măsurarea direcției, cu *giruete*, în locuri special amenajate.

Datele asupra vitezei și direcției se înregistrează zilnic și se prelucrează sub forma unor grafice cunoscute sub numele de *roza vîntului* (fig. 6.2).

Graficele se elaborează cu valori medii pe intervale de timp lunare, anuale și multianuale. Totodată se ține și o evidență a valorilor maxime. În raport cu vitezele medii multianuale din țara noastră, care nu depășesc 2 ... 3 m/s, s-au înregistrat în timpul iernii valori maxime de 35 ... 50 m/s.

Valorile vitezelor maxime anuale pot fi interpretate statistic prin calcule de asigurare de depășire. În tabelul 6.2 se redau vitezele vîntului în portul Turnu-Măgurele, date care eventual se introduc în formulele de calcul al înălțimii valurilor pe Dunăre.

Vînturile din Romînia provin din aceleași cauze generale meteorologice descrise mai înainte, la care se suprapun particularitățile orografice ale teritoriului, provocînd schimbări în direcție și viteză. Vîntul cunoscut sub numele de *Crivăț* bate iarna din direcția nord și nord-est în Moldova, Dobrogea și

Tabelul 6.2

Direcție \ Asigurare	2%	5%	20%	50%	Medie
N	21,3	19,1	15,1	10,9	10,6
NE	33,3	31,3	27,4	23,3	22,7
E	30,6	29,0	25,9	22,6	22,2
SE	27,1	25,0	21,2	17,1	17,2
S	27,8	24,1	17,6	10,6	11,1
SV	26,1	24,5	21,5	18,3	18,3
V	29,2	28,0	25,8	23,5	23,3
NV	27,2	25,7	22,9	19,8	19,9

cîmpia Dunării. *Austrul* bate din direcția vest, vara și iarna în cîmpia Dunării, *Coșova* și *Vîntul negru* sînt vînturi calde și uscate, primul bătînd dinspre sud localizat în Banat, celălalt în Dobrogea. Tot ca vînt cald se clasifică *foenul* care se scurge descendent pe versanții munților. Pe litoral se simt *brizele*, care iau naștere din diferența de temperatură de la zi la noapte între uscat și mare.

6.1.4. Umiditatea aerului

Ca urmare a fenomenului de evaporare a apei produs dintr-un proces fizic și biologic, atmosfera se încarcă cu mari cantități de vapori de apă variabile în timp și în spațiu. În modul acesta aerul capătă o umiditate, care poate fi clasificată în următoarele categorii:

— *umiditatea de saturație* u_s, reprezentînd valoarea maximă a cantității de vapori de apă pe care poate să o conțină 1 m³ aer la o temperatură dată;

— *umiditatea absolută* u_a, ca valoare a cantității din 1 m³ de aer, la momentul înregistrării;

— *umiditatea relativă* u_r, exprimată prin raportul în procente:

$$u_r = 100 \frac{u_a}{u_s} [\%]; \tag{6.3}$$

— *deficitul de umiditate* d:

$$d = u_s - u_a = u_s \frac{100 - u_r}{100} [\%]. \tag{6.4}$$

Valorile înregistrate în stațiile meteorologice se redau ca valori medii și extreme pe diverse intervale de timp și anume, zilnic, lunar, anual, multianual.

Umiditățile aerului se exprimă în g/m³, mm col. Hg și mb; faptul că vaporii de apă ca și celelalte gaze din atmosferă exercită presiuni asupra corpurilor cu care vin în contact, explică folosirea ultimelor două unități de măsură specifice presiunilor.

Un termen folosit în hidrologie în legătură cu umiditatea aerului este *temperatura punctului de rouă*, adică temperatura aerului la care umiditatea absolută devine umiditate de saturație. Tabelul 6.3 arată corelația valorilor dintre umiditatea de saturație și temperatura punctului de rouă.

Tabelul 6.3

Temperatura de rouă: (°C)	0	+5	+10	+15	+20	+25	+30
Umiditatea u_s în:							
g/m³	4,80	5,36	9,40	12,70	17,50	22,80	30,80
mm col. Hg	4,56	6,60	9,25	13,20	16,90	22,30	31,40
mb	6,17	8,96	12,60	20,60	22,80	30,20	42,50

Umiditatea absolută a aerului pentru același amplasament de înregistrare se micșorează cu înălțimea deasupra solului. Se reduce la jumătate la 1,5 ... 2,0 km înălțime și la un sfert la 3,0 ... 4,0 km (valorile maxime se referă la regiunile de munte).

În timpul verii umezeala relativă are valori mici în apropiere de sol și crește proporțional cu înălțimea pînă la 2,0 ... 3,0 km.

Măsurarea umidității absolute se efectuează cu aparate numite *psihometre*, care au două termometre cu mercur identice. Rezervorul unuia se înfășoară — în momentul măsurării — cu un tifon ud; aceasta face ca după un timp termometrul să înregistreze o temperatură mai mică. Formula de calcul a umezelii absolute u_a este:

$$u_a = u_s - c\,(t_1 - t_2)p_a, \tag{6.5}$$

unde: u_s este umiditatea de saturație (punctul de rouă) la temperatura t_2 a termometrului umed, p_a — presiunea atmosferică, t_1 — temperatura în grade a termometrului uscat, c — coeficient.

În ceea ce privește umiditatea relativă, aceasta se măsoară cu *higrometre*, respectiv *higrografe*, prevăzute cu fire de păr a căror lungime variază cu umiditatea.

6.2. Regimul termic

6.2.1. Radiațiile solare

Planeta terestră primește o energie radiantă de la soare în domeniul lungimilor de undă $\lambda = 0 \ldots 2{,}0\ \mu$. Intensitatea radiației se exprimă în cal/cm², kW/m² sau ly = 0,0697 watt/cm² = cal/cm² · min. În medie pămîntul recepționează o intensitate de 0,30 ly, care se distribuie neuniform în timp și spațiu.

La contactul cu diverse corpuri de pe sol, radiațiile solare se reflectă parțial în atmosferă, fracțiune care poartă numele de *albedou*; normal acest albedou se exprimă în procente; de exemplu albedoul zăpezii proaspete este 75...90%, al nisipului 35...43%, al argilei 16...23%, ierbei verzi 26%, pădurii de conifere 10...18% etc. Albedoul suprafeței apelor este 2% la înălțimea soarelui de 90° și 12% la 20°.

Intensitatea radiațiilor ajunse la nivelul solului se măsoară cu aparate orientate pe direcția razelor solare numite generic *radiometre*.

6.2.2. Regimul termic al solului

Radiația soarelui care ajunge la sol — minus albedoul — devine la contactul cu solul energie calorică. În modul acesta solul devine el însuși sursă de energie pe care o difuzează în parte în profunzimea sa și în parte o transmite aerului din atmosferă. Caracterul foarte variabil al intensității radiației atrage în mod direct o mare variație a temperaturii pe suprafața solului și în adîncimea lui. Această stare este condiționată în plus de jocul valorilor care pot fi luate

de cele două părți și de caracteristicile termice ale pămîntului. Din punct de vedere hidrologic interesează îndeosebi propagarea căldurii într-un strat relativ subțire de la suprafața solului, care influențează evaporarea apei din sol și topirea zăpezii.

Propagarea căldurii de la suprafață într-un *sol omogen* poate fi urmărită prin variația în timp și adîncime a temperaturii, folosind ecuația diferențială a căldurii:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = a \frac{\partial^2 T}{\partial z^2}, \tag{6.6}$$

unde T este temperatura la adîncimea z și timpul t, iar a — conductivitatea temperaturii, în m^2/zi (humus 0,0039...0,0049; lut umed 0,017...0,021; nisip umed 0,075).

În condițiile inițiale și de limită date, soluția poate fi determinată printr-o metodă analitică sau una numerică.

Cînd interesează numai amplitudinea (limitele) temperaturii medii lunare dintr-un an, se poate utiliza relația:

$$A = A_0 e^{-z\sqrt{\pi/a\tau}},$$

unde A și A_0 reprezintă amplitudinea la adîncimea z, respectiv la $z = 0$, în °C; τ — durata perioadei considerate, în zile; a — parametru.

În mod practic, variația temperaturii în sol se obține prin măsurători directe. Aparatele folosite sînt de tipul termometrelor numite și *geotermometre* îngropate la diferite adîncimi. Cu titlu informativ se redau în tabelul 6.4 temperaturile măsurate în sol în stația meteo Dej pentru o zi de iarnă (4.I.1963) și o zi de vară (4.VII.1963).

Tabelul 6.4

Data	Temperatura în aer, la $H = 2$ m	Adîncimi în sol (cm)									
		0	5	10	15	20	30	40	60	80	100
		Temperaturi (°C)									
4. I. 1963	1,1°	−0,3°	0°	0°	0,2°	0,5°	1,6°	1,6°	3,0°	4,5°	5,4°
4. VII. 1963	20,5°	29,1°	26,0°	25,3°	25,0°	24,8°	23,9°	23,6°	22,4°	19,8°	19,8°

Adîncimea la care temperatura în sol nu mai este influențată de temperatura de la suprafață este de ordinul a 8...10 m; la adîncimi mai mari intră în joc treapta geotermică (gradientul) prin care temperatura crește cu 1 grad Celsius pentru fiecare 33 m.

6.2.3. Regimul termic al aerului

Solul devenit o sursă de căldură, încălzește la rîndul lui prin contact, stratul inferior al aerului, care datorită turbulenței și convecției, transmite straturilor de deasupra o parte din căldura sa. Ca urmare a difuzării succesive a

căldurii din strat în strat, temperatura aerului este variabilă cu înălțimea de la sol. Intensitățile variabile ale insolației pe suprafața terestră atrag o neîntreruptă variație a gradului de încălzire a aerului, adică a temperaturii. Iarna cînd insolația este mult diminuată, temperatura aerului devine negativă; din contră, vara cînd insolația este maximă, temperatura aerului atinge valori dintre cele mai mari. De asemenea, în cursul nopții, temperatura scade mult față de cea din timpul zilei, din cauza absenței radiațiilor solare.

Regimul termic al aerului din spațiul unui BH se stabilește pe baza observațiilor efectuate sistematic cu ajutorul termometrelor montate la 2,0 m deasupra solului, în adăposturi speciale pentru a le feri de contactul direct al radiației solare.

Datele rezultate de-a lungul unei întinse perioade de ani se prelucrează — la fiecare punct de observație — sub forma unor valori caracteristice pe anumite intervale de timp (zi, lună, anotimp, an și perioadă multianuală). Pentru fiecare interval se scot în evidență valorile temperaturii minime, maxime și medii, folosite în diferite ramuri ale științei și tehnicii. Totodată se stabilește și valoarea *gradului zi*, care reprezintă suma gradelor zilnice, dintr-un interval, care depășesc un anumit grad de temperatură (de exemplu suma gradelor care depășesc 0° în timp de o lună de iarnă etc.). Datele prelucrate se publică în buletine și anuare meteorologice. Pe baza datelor cronologice ale temperaturii aerului dintr-un punct meteo, se alcătuiesc grafice de variație, care uneori pot fi interpretate și matematic sub forma unor funcții periodice (metodologia descrisă în cap. 3).

În spațiul BH, datele de temperatură a aerului — pentru un interval sau altul — se prezintă sub forma liniilor de egală temperatură numite *izoterme*, pe baza tuturor punctelor de observație necesare trasării acestor linii.

Temperaturile se redau în grade Celsius (°C), iar în țările de limbă engleză în grade Fahrenheit (°F); relațiile de transformare sînt:

$$°C = \frac{5}{9}(°F - 32°);$$
$$°F = 32° + \frac{9}{5}°C. \qquad (6.7)$$

6.2.4. Regimul termic al apelor

Apele curgătoare, cele stagnante din lacuri și cele subterane găsindu-se fiecare în condiții diferite în ceea ce privește transferul energiei calorice, au regimuri de temperatură diferite. Indicațiile următoare scot în evidență aspectele caracteristice.

— Apele curgătoare de suprafață fiind direct expuse radiațiilor solare încorporează ca și solul o cantitate de energie calorică majorată sau diminuată prin contactul cu mediul înconjurător. Datorită însă scurgerii în regim turbulent, are loc un amestec continuu, ceea ce face ca în același profil transversal temperatura să se uniformizeze pe întreaga masă lichidă. Numeroase măsurători au arătat că temperatura acestor ape urmărește variația temperaturii aerului cu un decalaj oarecare (fig. 6.3). Chiar dacă temperatura

aerului scade sub zero grade, apa sub formă lichidă rămîne la această valoare și numai în caz de durată mai mare a temperaturii negative, suferă o suprarăcire de ordinul unei fracțiuni de grad. Din contră, dacă curentul de suprafață intersectează straturi freatice, — prin aportul acestora de ape mai calde — pot aduce modificări sensibile regimului termic primar. Un calcul informativ al temperaturii se poate obține folosind ecuația de bilanț termic:

$$Q_a t_a + Q_f t_f = (Q_a + Q_f)t, \quad (6.8)$$

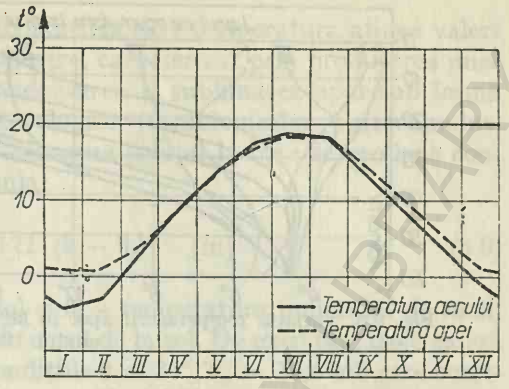


Fig. 6.3. Decalajul dintre temperatura apei din cursuri de apă și temperatura aerului.

unde

Q_a și Q_f sînt debite ale apei curgătoare în amonte de aportul freatic, respectiv al freaticului;

t_a și t_f — temperaturile apei corespunzătoare debitelor, în °C;

t — temperatura apei aval de aportul freatic.

— Temperatura apei, cînd aceasta are o viteză neglijabilă, în lacurile naturale mai adînci sau în lacurile de acumulare, se stabilește printr-un proces fizic mai complex, datorită atît intervențiilor mai multor surse de căldură ca și ale mișcării verticale a curenților din masa lacului. Încălzirea apei se produce prin contactul suprafeței libere cu razele solare, eventual cu aerul înconjurător și prin încărcarea termică a cursurilor de apă care alimentează lacurile. Ulterior sau concomitent, masa apei se răcește prin absența razelor solare, prin fenomenul de evaporare și prin aporturile de apă rece provenite din cursurile de apă confluente și precipitații sub formă de zăpadă. În cazul lacurilor de acumulare, fenomenul de încălzire și răcire a apei mai este condiționat și de prezența barajului, a cărui masă are un specific termic de interdependență cu atmosfera și cu apa din lac.

În aceste condiții și pentru același moment, temperatura apei în cuprinsul întregului volum al lacului nu se poate considera aceeași. Măsurătorile efectuate au scos în evidență că în primul strat de la suprafață de 8...10 m adîncime există o mare variație de temperatură. Mai puțin marcate sînt variațiile în stratele inferioare, iar de la 50...60 m în jos temperatura rămîne constantă la 4°C, cînd apa dealtfel atinge și densitatea maximă. Figura 6.4 ilus-

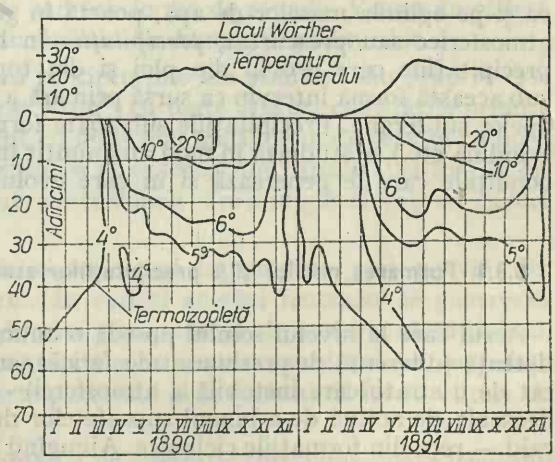


Fig. 6.4. Reprezentarea grafică a temperaturilor apei din lacuri prin izoplete.

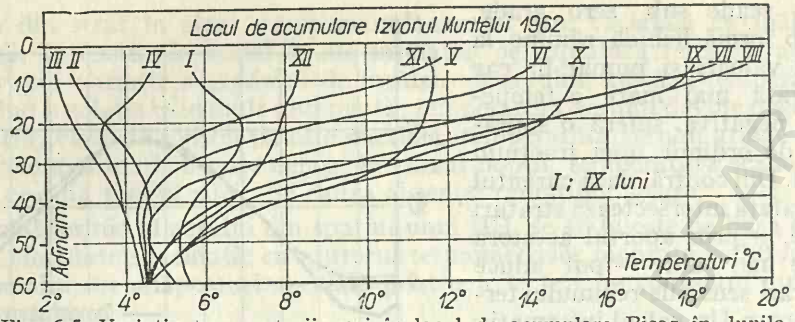


Fig. 6.5. Variația temperaturii apei în lacul de acumulare Bicaz în lunile anului 1962.

trează un grafic al variației de temperatură sub forma unor izolinii numite și *izoplete*.

Un exemplu de variație anuală a temperaturii apei în lacul de acumulare Izvorul Muntelui - Bicaz este redat în figura 6.5 pentru lunile anului 1962.

— Depozitele de apă subterană suferă efectul termic al mediului geologic în care sînt integrate, respectiv de adîncimea la care se situează. La adîncimile mai mici de 1,50 m, temperatura apei este încă influențată de temperatura exterioară, pe cînd cele situate la adîncimi de 15...25 m, rămîn la o temperatură constantă foarte apropiată de temperatura medie multianuală a aerului din localitate. Acviferele aflate la adîncimi care depășesc 25 m simt influența gradientului geotermic al pămîntului care după cum s-a menționat mai înainte, crește la fiecare 33 metri adîncime cu un grad Celsius.

6.3. Precipitațiile atmosferice

Apele care se formează în atmosferă și cad pe suprafața și învelișul solului, ca și pe oglinda maselor de apă, poartă în general denumirea de precipitații atmosferice sau prescurtat, *precipitații*. În hidrologie interesează în special precipitațiile care provin din ploi și din topirea zăpezilor, deoarece numai sub această formă intervin ca sursă primară a scurgerilor cursurilor de apă și a apelor subterane. Precipitațiile sub toate formele (ploaie, zăpadă, măzăriche, grindină etc.) se studiază în mod amănunțit în meteorologie, în dependență de condițiile care le generează și în care evoluează.

6.3.1. Formarea norilor și a precipitațiilor atmosferice

Aerul care la nivelul solului posedă o anumită valoare a umidității — prin detență (diferență de presiune atmosferică) sau prin convecție (fenomen generat de o stratificare instabilă a atmosferei) — capătă o mișcare ascensională deosebit de activă de-a lungul suprafețelor de separație dintre masele de aer cald — rece din formațiile ciclonice. Ajungînd la înălțimea la care temperatura se află sub temperatura punctului de rouă (v. tabelul 6.4) a umidității inițiale a aerului, condensează surplusul de umiditate pe anumite corpuscule micro-

scopice din atmosferă. La înălțimi și condiții la care temperatura atinge valori negative, are loc și fenomenul de sublimare, caracterizat prin producerea unei mase de mici cristale de gheață. Condensarea și sublimarea apar sub formă de nori de diferite structuri meteorologice (cumulonimbus, altocumulus, cirrus ș.a.). Înălțimea aproximativă deasupra solului la care se produce condensarea se poate calcula prin formula:

$$H = 122\ (\theta - \theta_r) \quad [\text{m}] \tag{6.9}$$

unde θ este temperatura aerului la sol și θ_r — temperatura punctului de rouă, corespunzătoare umidității absolute în aerul de la sol. De exemplu, dacă există o mișcare ascensională a aerului în condițiile $\theta = 30°$, $u_a = 20{,}6$ mb care corespunde, după tabelul 6.4, punctului de rouă $\theta_r = 15°$, rezultă $H = 122\ (30° - 15°) = 1830$ m. La această înălțime se produce condensarea diferenței de umiditate de $30{,}80 - 12{,}70 = 18{,}10$ g/m^3, care prin procesul de difuzie în spațiu formează și mărește volumul norilor pînă la capacitatea maximă de umiditate pe care aceștia pot să o rețină. Micile particule sferoide de apă condensată au raze variind între 1 și 20 μ și plutesc în spațiul atmosferic antrenate într-o direcție sau alta, conform intensității și direcției curenților de aer.

Norii nu înseamnă neapărat precipitație, dar constituie o condiție necesară. Este nevoie să se creeze o astfel de situație care să conducă la sporirea volumului particulelor de apă cel puțin la dimensiunea care permite căderea lor prin atmosferă pînă la suprafața solului. După *Bergéron* formarea precipitațiilor de ploaie are loc dacă norul conține particule de apă suprarăcite și cristale de gheață. Prin contact acestea își măresc volumul și în timp ce capătă o mișcare descendentă prin nor, continuă cu majorarea volumului ajungînd la mici sfere de diametre 0,2...3,5 mm. În exteriorul norului, dacă temperatura este pozitivă, cristalele se topesc, prin cădere devenind picături; dacă temperatura rămîne sub 0°C, particulele cad sub formă de zăpadă. Viteza de cădere la sol variază de la 4 la 8 m/s, în funcție de diametrul picăturilor.

Capacitatea norului de a elibera precipitațiile din volumul său propriu este foarte limitată, în medie de numai 3 l/m^2; cu toate acestea cantitățile primite pe sol în majoritatea cazurilor sînt cu mult mai mari, de unde rezultă că norii își refac volumul de apă pe măsură ce ei cedează din capacitatea lor. Acest proces se datorește curenților de aer ascensionali care ajung încărcați cu vapori pînă la plafonul norilor.

În poziția geografică a României, cele mai importante ploi provin din formațiile ciclonice ale atmosferei. În cadrul acestui fenomen se generează două categorii de precipitații, diferite din punctul de vedere al întinderii, duratei și volumului. Ploaia care provine din aerul ascensional pe suprafața abruptă a frontului rece este foarte puternică și în general dă loc la viituri de ape și inundații.

Ploile generate de-a lungul suprafeței de separație corespunzătoare frontului cald sînt de lungă durată, au volume specifice reduse, dar se întind pe mari suprafețe.

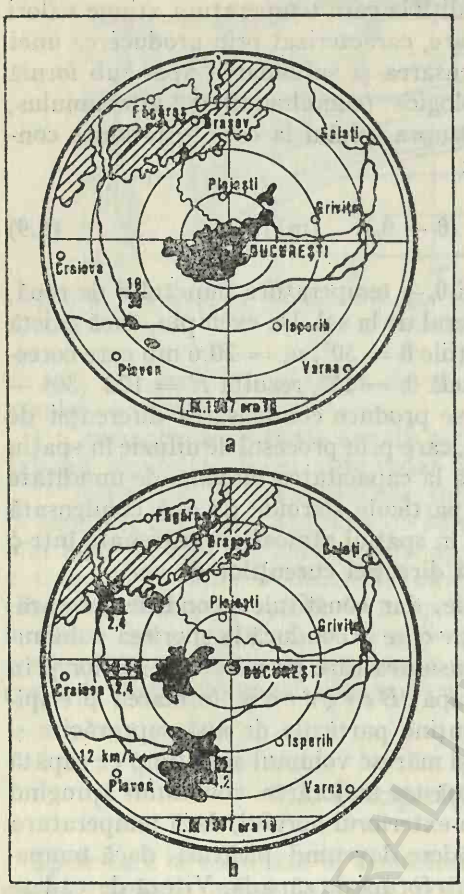


Fig. 6.6. Urmărirea deplasării ploilor prin imagini succesive obținute cu instalații radar pe spațiul București-Ploiești: *a* — la ora 16⁰⁰; *b* — la ora 19⁰⁰.

Deoarece norii sînt supuși presiunii vîntului, ei se deplasează în spațiul atmosferic și evident odată cu ei se deplasează și ploile pe care le generează. Evoluția deplasării se poate urmări cu instalații de radar (fig. 6.6).

6.3.2. Măsurarea precipitațiilor

Măsurarea precipitațiilor se efectuează în rețeaua de posturi meteorologice și hidrologice; această rețea trebuie să aibă o densitate suficientă, astfel încît să permită evaluarea cît mai precisă a cantității de apă provenită din ploaie sau din topirea zăpezii atît pe plan local cît și regional.

6.3.2.1. **Măsurarea apei din ploi.** Măsurătorile se efectuează cu aparate care recepționează apa de pe o suprafață orizontală standardizată, aparate denumite *pluviometre* și *pluviografe*. Aceste aparate se instalează suficient de departe de arbori, construcții ș.a., a căror prezență influențează defavorabil captarea corectă a cantității de apă.

Pluviometrul de folosință curentă în țara noastră (fig. 6.7) este alcătuit dintr-un corp cilindric de metal avînd la partea superioară o pîlnie cu suprafața de 200 cm², prin care se captează apa precipitată. Tubul pîlniei pătrunde într-un vas colector aflat la baza corpului cilindric, bază care este mobilă pentru a permite introducerea și scoaterea vasului colector. Volumul de apă acumulat în decursul unui interval de timp este măsurat cu ajutorul unei eprubete pluviometrice astfel gradată, încît diviziunile să reprezinte chiar unitățile în care se exprimă precipitațiile. Aceste unități sînt l/m² sau mm. Pluviometrele se montează cîte două pe suporturi verticale, astfel încît secțiunea orizontală a pîlniei să fie la înălțimea de 1,50 m deasupra solului. Operația de măsurare, în zilele cu precipitații, are loc la orele 8, 14 și 20 și este efectuată de către observatori cărora li se cere o deplină conștiinciozitate.

Pluviograful are o construcție similară pluviometrului, dar cuprinde în plus un dispozitiv de înregistrare automată a cantității de apă acumulată în decurs de 24 ore. Dispozitivul constă într-un mecanism de sesizare a volumului de apă și un cilindru cu mișcare de rotație asemenea limnigrafelor. În

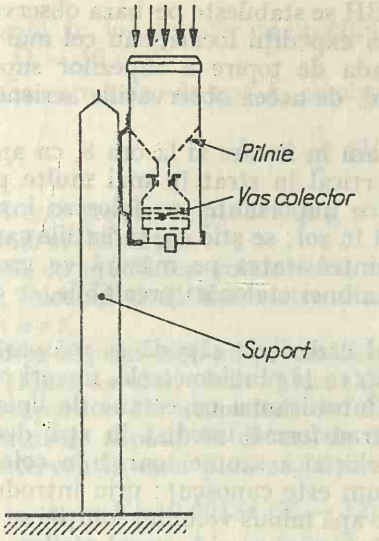


Fig. 6.7. Schema unui pluviometru folosit în R.S.R.

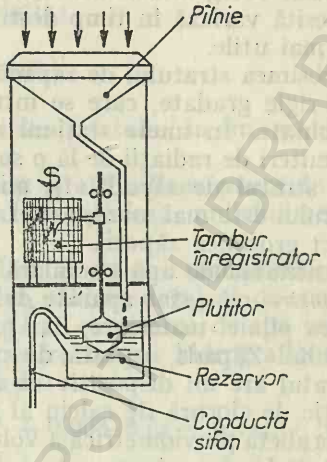


Fig. 6.8. Pluviograf cu tijă verticală.

rețeaua de pluviometrie din țara noastră, se folosește pluviograful în care dispozitivul de sesizare este un plutitor cu tijă și peniță, care înscrie nivelul din vasul colector pe hîrtia cilindrului rotitor (fig. 6.8).

Recepționarea precipitațiilor prin pluviometre este în general alterată de acțiunea vîntului, care face ca volumele de apă captate să fie mai mici decît în realitate. Fără măsuri speciale un pluviometru are pierderile următoare:

Viteza vîntului (m/s)	0	2	6	10
Pierderi (%)	0	4	19	40

Montarea în dublu a pluviometrelor pentru a permite o medie a înregistrărilor și montarea de ecrane așezate în jurul corpului pluviometrului sînt măsuri care caută să reducă din aceste pierderi.

6.3.2.2. Măsurarea zăpezii și a apei de topire. Zăpada, ca precipitație care se depune pe sol în straturi cvasisolide, cedează apa pe care o conține în faze succesive, dependente de condițiile climatice. Ca urmare a acestei situații, evaluarea volumului de apă conținut în decursul timpului trebuie să se facă de asemenea periodic cu operații specifice postului meteo sau sînt extinse la bazinul hidrografic.

Elementele măsurabile necesare cercetării hidrologice sînt: grosimea stratului de zăpadă inițial și cumulat, greutatea volumetrică a zăpezii, echivalentul în apă și în plus, în spațiul bazinelor hidrografice răspîndirea suprafețelor acoperite cu zăpadă pînă în momentul dispariției acesteia.

În vederea acestor măsurători este necesar ca și în cazul ploilor să se stabilească o rețea de *stațiuni nivometrice*, în bună parte cuprinzînd și stațiunile pluviometrice.

Suprafața acoperită de zăpadă a unui BH se stabilește pe baza observațiilor primite de la stațiunile nivometrice, prin expediții locale, sau cel mai sigur, pe baza fotografiilor aeriene. În perioada de topire a zăpezilor suprafața acoperită variază în timp destul de rapid, de aceea observațiile aeriene sînt cele mai utile.

Grosimea stratului de zăpadă se măsoară în fiecare zi la ora 8, cu ajutorul unei rigle gradate, care se introduce vertical în strat în mai multe puncte învecinate. În unele stațiuni nivometrice importante, se folosesc instalații cu emiteri de radiații de la o sursă fixată în sol; se știe că, radiațiile care trec prin stratul de zăpadă își micșorează intensitatea pe măsură ce grosimea stratului este mai mare, astfel că pe baza unei etalonări prealabile, se obține direct grosimea zăpezii.

Cantitatea de apă cumulată în timpul căderii de zăpadă se măsoară prin *nivometre*, care sînt aparate de același tip ca și pluviometrele, uneori cu secțiunea pîlniei mai mare, dar prevăzute întotdeauna cu ecrane de liniștire a vîntului. Zăpada captată de pîlnie se transformă imediat în apă deoarece aparatul are un dispozitiv de încălzire electrică sau se toarnă în colector o soluție de clorură de calciu al cărui volum este cunoscut; prin introducerea în eprubeta pluviometrică a volumului de apă minus volumul soluției se determină în l/m^2 sau în mm stratul de apă, întocmai ca și în cazul ploilor.

Determinarea cantității de apă rezultată din grosimea unui strat de zăpadă sau a mai multora suprapuse se obține prin topirea unei probe luată din grosimea integrală a zăpezii.

În cercetările expediționare echivalentul în apă se determină prin măsurarea greutății volumetrice cu *densimetrul* (fig. 6.9), care este o balanță romană

Fig. 6.9. Folosirea densimetrului pentru calculul înălțimii stratului de apă provenit din zăpadă.

prevăzută în loc de taler cu un cilindru gradat de luat probe cu suprafața bazei $\Omega = 50$ cm^2.

Înălțimea stratului de apă h_a se obține din relația:

$$h_a = \frac{G}{h} \text{ [l/m}^2\text{] sau [mm]}, \tag{6.10}$$

unde G este greutatea probei, în g și h — înălțimea stratului, în cm, măsurată în cilindrul balanței.

Odată cu greutatea volumetrică se determină și altitudinea punctului de probă, folosind două barometre din care unul de referință, aplicînd relația *Babinet*.

Topirea zăpezii este un proces fizic ca rezultat al acțiunii următorilor factori: căldura aerului, ploile calde, căldura solului, căldura degajată de condensarea vaporilor din atmosferă etc. După *Light*, cantitatea de apă cedată de stratul de zăpadă în decurs de șase ore, pentru bazine hidrografice mici, fără intervenția unei ploi, se obține prin relația:

$$h_z = V \cdot [0{,}00184\,(T - 32)10^{-0{,}0000156a} + 0{,}00578\,(u - 6{,}11)], \tag{6.11}$$

unde:

h_z este înălțimea coloanei de apă, în inch/6 ore; (1 inch = 25 mm) în teren deschis;
V — viteza medie a vîntului, în mile/oră (1 milă = 1609,3 m) la înălțimea de 16,70 m;
T — temperatura aerului, în °F, la înălțimea de 3,30 m;
u — presiunea vaporilor, în mb, la înălțimea de 3,30 m;
a — altitudinea medie deasupra mării a regiunii, în ft (1 ft = 0,33 m).

Exemplu: Se dau: $V = 10$ km/oră la 10 m înălțime; $T = 55{,}4$°F; $a = 218$ m; $u = 15$ mb. Viteza vîntului la înălțimea de 16,50 m, după formula (6.1) va fi:

$$V = 10 \times \left(\frac{16{,}50}{10}\right)^{1/6} = 10{,}870 \text{ km/oră} = \frac{10{,}870}{1{,}609} = 5{,}85 \text{ mile/oră}$$

$$a = \frac{218}{0{,}33} = 660 \text{ ft.}$$

Introducînd aceste date în formula (6.11) se obține:

$h_z = 5{,}85[0{,}00184(55{,}4 - 32)\,10^{-0{,}0000156 \times 660} + 0{,}00578(15 - 6{,}11)] = 0{,}55$ inch/6ore = $= 13{,}7$ mm/6 ore.

Topirea zăpezii datorită unei ploi a cărei temperatură este cunoscută se poate calcula prin capacitatea pe care o are cantitatea de căldură conținută în ploaie de a topi gheața sau zăpada.

După *Foster* relația de calcul este:

$$h_z = h_P \frac{T - 32}{144}, \tag{6.12}$$

unde:

h_z este înălțimea cantității de apă, în inch (1 inch = 25 mm);
h_P — înălțimea precipitației pe toată durata ei, în inch;
T — temperatura apei de ploaie, în °F.

Exemplu. Dacă $h_P = 18{,}0$ mm $= 0{,}72$ inch; $T = 10°C = 32° + \frac{9}{5}10 = 50°F$, rezultă

$$h_z = 0{,}72 \frac{(50 - 32)}{144} = 0{,}09 \text{ inch} \approx 2{,}3 \text{ mm, respectiv} \approx 2{,}3 \text{ l/m}^2.$$

6.3.3. Clasificarea precipitațiilor

În vederea folosirii lor practice, datele pluviometrice înregistrate pe lungi perioade de timp se analizează și se grupează pe intervale zilnice, decadale, lunare, anuale și multianuale. Datele din rețeaua meteo-hidro se găsesc în publicațiile periodice ale Institutului de Meteorologie și Hidrologie IMH și trebuie să intre în documentațiile necesare studiului hidrologic.

Din punctul de vedere al ariei de acțiune a precipitațiilor, acestea se pot clasifica în *precipitația la stație* și *precipitația bazinului hidrografic*. Aceasta din urmă este o valoare de calcul și se determină fie prin metoda *izohietelor* (linii de egală precipitație), fie prin metoda poligoanelor inițiată de *T h i e s s e n*. Ambele metode folosesc datele precipitației la stație înregistrate în punctele meteorologice din interiorul și exteriorul învecinat al bazinului.

Izohietele se trasează pe harta BH în baza valorilor înscrise în toate punctele de înregistrare — figurate pe hartă — după procedeul de trasare a curbelor de nivel. Dacă se notează cu $f_1, f_2 \ldots f_i \ldots f_n$ suprafețele parțiale dintre izohiete, precipitația pe bazin este dată de relația:

$$h_P = \frac{1}{2F} \sum_{i=1}^{n} (h_i + h_{i+1}) f_i, \tag{6.13}$$

unde:

h_P este precipitația pe BH;
h_i și h_{i+1} — valorile izohietelor care delimitează suprafața parțială f_i;
F — suprafața integrală a BH.

Metoda izohietelor permite în același timp — folosind relația (6.13) — să se stabilească un grafic al variației precipitației în BH considerat, în raport cu suprafața cumulată $\sum_{1}^{i} f_i$.

Metoda Thiessen este mai simplă ca metoda izohietelor și atribuie fiecărui punct de înregistrare a precipitației o suprafață parțială din BH considerînd că valoarea precipitației se întinde și pe această suprafață. În scopul împărțirii BH în suprafețe parțiale, mai întîi se formează triunghiuri avînd ca vîrfuri punctele de înregistrare, apoi se construiesc perpendiculare pe mijlocul laturilor triunghiurilor, obținîndu-se în jurul fiecărui punct cîte o suprafață poligonală specifică metodei (fig. 6.10). Valoarea precipitației h_P pe bazin se calculează cu formula:

$$h_P = \frac{1}{F} \sum h_i f_i; \quad i = 1 \ldots n, \tag{6.14}$$

unde F este suprafața BH, iar f_i — suprafața parțială aferentă stației cu precipitația h_i.

Luînd în considerare mărimi diferite ale BH se constată că valoarea precipitației maxime din timpul a 24 ore este cu atît mai mare cu cît suprafața BH este mai mică (fig. 6.11).

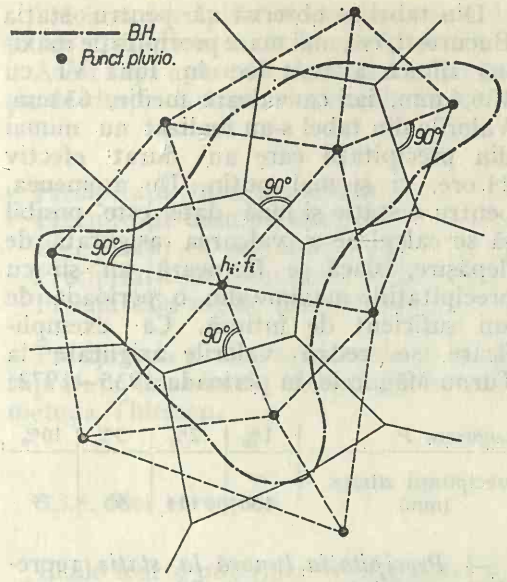


Fig. 6.10. Suprafețe poligonale *Thiessen* cu precipitații uniforme aferente stației pluviometrice.

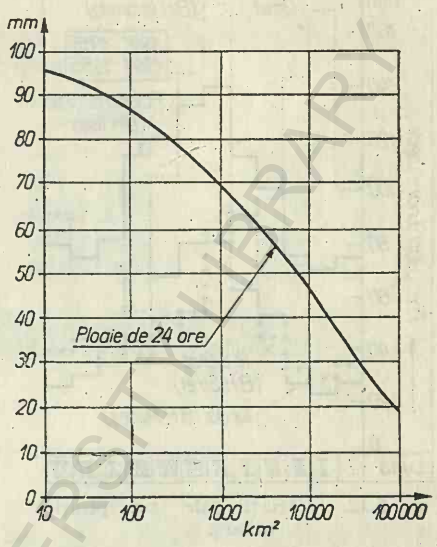


Fig. 6.11. Corelația dintre suprafață și precipitația maximă din 24 ore.

Valori ale precipitațiilor maxime zilnice în mm, la cîteva stații din țară se redau — pentru a fixa o ordine de mărime — în tabelul 6.5, inclusiv anul înregistrării.

Tabelul 6.5

Precipitații maxime zilnice în perioada 1896—1955

Stația \ Luna	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Baia Mare	47,3 1955	37,0 1898	40,0 1914	60,0 1915	53,6 1940	53,0 1896	60,0 1938	56,0 1913	57,0 1896	55,0 1944	54,4 1930	63,0 1915
Cluj-Napoca	43,8 1940	41,7 1933	47,5 1898	65,0 1925	66,8 1927	66,5 1954	88,6 1899	82,8 1953	93,4 1905	56,6 1928	80,7 1948	52,6 1896
Tg. Jiu	43,8 1940	41,7 1953	47,5 1899	65,0 1933	66,8 1914	66,5 1910	88,6 1941	82,8 1939	93,4 1944	56,6 1945	80,7 1921	52,6 1908
Arefu	90,9 1923	45,6 1933	46,2 1899	57,1 1907	102,3 1902	86,9 1927	135,0 1941	63,4 1927	62,4 1910	63,8 1927	49,4 1910	56,7 1899
București	49,8 1942	34,1 1933	36,2 1946	45,1 1937	61,6 1937	136,6 1910	85,9 1915	135,4 1949	40,5 1904	59,6 1910	49,7 1927	58,6 1911
Galați	62,7 1901	59,5 1954	32,0 1907	44,2 1940	39,4 1943	79,5 1901	66,8 1948	64,0 1901	47,0 1943	64,4 1905	32,5 1914	46,8 1900
Iași	43,0 1909	59,7 1901	59,9 1901	39,1 1901	55,5 1923	83,0 1946	110,9 1947	51,2 1951	44,5 1904	55,0 1939	38,0 1905	26,2 1901

BIBLIOTECA UNIVERSITARĂ IAȘI

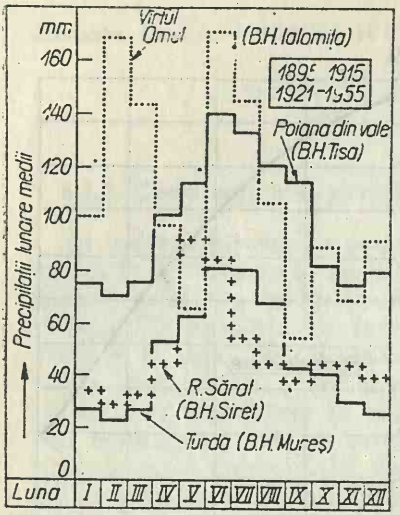


Fig. 6.12. Variații ale precipitației lunare.

Din tabel se observă că pentru stația București, cea mai mare precipitație maximă zilnică a avut loc în luna VI cu 136,6 mm, iar ca valoare medie, 63 mm. Valorile din tabel s-au realizat nu numai din precipitații care au durat efectiv 24 ore, ci și mai puțin. De asemenea, pentru o stație și lună date este posibil să se calculeze și valoarea asigurată de depășire, dacă se formează un șir cu precipitațiile maxime din o perioadă de ani suficient de întinsă. Ca exemplificare, se redau valorile asigurate la Turnu Măgurele, în perioada 1935—1972:

asigurare P	1%	2%	5%	10%
precipitații zilnice (mm)	130	114	93	77

— *Precipitația lunară la stație* reprezintă totalul precipitațiilor măsurate în decursul unei luni. Graficul din figura 6.12 arată caracterul variabil al acestor precipitații ca și ordinea de mărime la cîteva stațiuni semnificative (precipitații lunare medii).

Trecerea de la precipitațiile lunare ale stațiilor, la precipitația medie a BH se obține după metodele indicate la precipitațiile zilnice.

— *Precipitația anuală la stație* totalizează precipitațiile acumulate în anul calendaristic respectiv. În fiecare an vor rezulta cantități diferite de precipitații, după cum se observă în tabelul 6.6, care conține valorile anuale în intervalul 1921—1968 la stația Giurgiu. Se detașează dintre acestea precipitația maximă de 779,9 mm în anul 1966, precipitația minimă de 277,3 mm în anul 1944. Cu ajutorul șirului statistic se calculează și precipitația asigurată fie de depășire, fie de nedepășire după cum se pune problema hidrologică.

Tabelul 6.6

Anul	Precipitații anuale (mm)									
1921—1930	—	—	—	—	—	508,7	659,5	—	—	393,4
1931—1940	658,4	378,4	515,8	412,7	579,0	516,9	688,4	466,0	644,6	659,2
1941—1950	769,6	525,2	610,2	277,3	—	368,8	537,0	414,0	524,1	357,1
1951—1960	528,6	659,5	445,1	770,1	720,7	587,4	676,8	514,0	513,5	665,4
1961—1968	550,6	493,4	492,5	628,5	408,5	779,9	580,1	471,3	—	—

Media 1921—1968: $\bar{h}_P = 496{,}0$: $h_{P\,1\%} = 870{,}0$ mm; $h_{P\,99\%} = 237{,}0$ mm

Valoarea precipitației anuale variază de la o stație la alta în special în funcție de altitudinea față de nivelul mării.

Acest fapt apare cu claritate comparînd precipitațiile caracteristice din stația de cîmpie Giurgiu cu cele din stația de munte Predeal.

	Giurgiu	Predeal
Precipitații maxime anuale	779,9 mm	1223,0 mm
Precipitații minime anuale	277,3 mm	938,0 mm
Precipitații cu asigurarea 1%	870,0 mm	1355,0 mm
Precipitații cu asigurarea 99%	237,0 mm	489,0 mm
Precipitația medie multianuală	496,0 mm	938,0 mm

Precipitația pentru un anumit an calendaristic sau medie multianuală — pe suprafața unui bazin hidrografic se stabilește pe baza izohietelor sau prin metoda Thiessen.

6.3.4. Ploi torențiale

Ploile foarte puternice — în general de formație ciclonică — a căror durată nu depășește 24 ore intră în clasa *ploilor torențiale*. O ploaie este torențială dacă față de alte ploi din grupa ploilor zilnice, depășește următoarele valori recomandate de *Berg*, în raport cu durata de acționare:

Durata (min)	5	15	30	45	60	120	240	360	720	1 440
Înălțimea (mm)	2,5	4,5	7,1	10,3	12,0	16,0	26,5	32,5	43,2	57,6

Dinamica rapidă în care evoluează ploile torențiale impune ca înregistrarea și măsurarea lor să se efectueze cu ajutorul pluviografelor, care prin *pluviograme* redau întreaga variație a înălțimii cumulate a precipitației în raport cu timpul de acționare. Pluviograma cuprinde în abscisă timpul în minute pe o durată de 24 ore și înălțimea cumulată, în mm (fig. 6.13).

O noțiune utilă a ploilor torențiale este *intensitatea*, definită prin raportul dintre înălțimea precipitațiilor h și durata t

$$i = \frac{h}{t} \quad [\text{mm/min}] \qquad (6.15)$$

unde înălțimea h este exprimată în mm și durata t, în min. Intensitatea poate fi exprimată și în alte unități, prin multiplicarea cu un coeficient de transformare corespunzător și anume

$$166\,\frac{h}{t}\ [\text{l/s.ha}]; \quad 16{,}6\,\frac{h}{t}\ [\text{m}^3/\text{s.km}^2] \qquad (6.16)$$

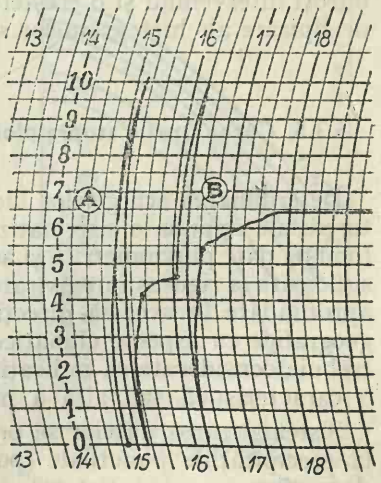


Fig. 6.13. Pluviogramă.

Pluviograma fiind un grafic $h(t)$ analog curbei debitelor cumulate $W(t)$, intensitatea este o mărime de aceeași natură ca și debitul, așa că intensitatea variază și ea după relația tangentei:

$$i_t = \frac{dh}{dt}, \text{ respectiv în diferențe finite } i_t = \frac{\Delta h}{\Delta t}; \tag{6.17}$$

intensitatea poate avea o valoare maximă i_{max} și una medie $\bar{i}$. Variația în timp a intensității (tip hidrograf de debite) poartă numele de *hietogramă*.

Ploile torențiale acoperă suprafețe de teren relativ mici și cu intensități diferite față de un centru al ploii unde se realizează intensitățile cele mai mari. După *Frühling* diminuarea intensității poate avea loc după relația

$$i = i_0(1 - 0{,}009\sqrt{d}), \tag{6.18}$$

unde i_0 este intensitatea din centru și d — distanța de la centru, în m la care se realizează intensitatea i.

Se observă că la $i = 0$, distanța maximă a suprafeței acoperită de ploaie este $d = 12\,000$ m $= 12{,}0$ km, respectiv suprafața circulară maximă este de $F = 450$ km^2, suprafață care după alți autori pare să fie mai mică decît în realitate.

Folosind totuși relația (6.18), intensitatea medie i_m pe întreaga suprafață rezultă după relația *Remenieras* [13]:

$$i_m = i_0(1 - 0{,}0054\, F^{1/4}), \tag{6.19}$$

unde F este suprafața circulară, în m^2. Dacă $F = 450 \cdot 10^6$ m^2 valoarea raportului intensităților $i_m/i_0 = 0{,}25$.

În afară de variația intensității, în cele mai multe cazuri mai are loc și o deplasare a ploii ca urmare a curenților de aer din atmosferă. Există o mare varietate de forme ale distribuției intensității în același loc; majoritatea au valori maxime în perioada de început a ploii, după care scad treptat sau rapid, uneori intervenind și o creștere suplimentară. În astfel de condiții încercările de tipizare ale hietogramelor sînt deocamdată excluse.

6.3.5. Curbe uzuale asupra ploilor de scurtă durată

Determinarea scurgerilor hidrologice generate de ploile zilnice sau de cele torențiale impune o sistematizare a acestora, operație care necesită un mare fond de date pluviometrice și activități extrem de laborioase. Din lipsa datelor suficiente și riguros înregistrate, doar în cîteva țări au fost posibile studii mai aprofundate în această direcție. Aplicarea rezultatelor obținute în regiuni geografice cu aspecte climatice diferite de cele pentru care au fost obținute, trebuie considerate ca indicații asupra tendințelor generale în care evoluează o caracteristică sau alta a precipitațiilor din acele regiuni.

Sistematizarea datelor se prezintă sub forma unor curbe, unele referitoare la precipitațiile punctuale (posturi, stații), altele la suprafețele bazinelor hidrografice.

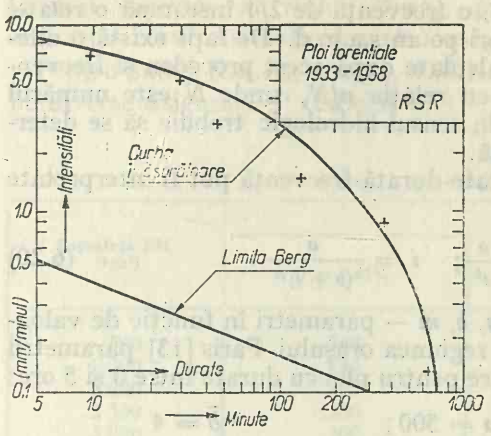


Fig. 6.14. Curba înfășurătoare a ploilor torențiale din R.S.R. (perioada 1933—1958).

6.3.5.1. **Curbele ploilor în punctele de înregistrare.** O primă curbă este *înfășurătoarea* punctelor care reprezintă intensitățile medii maxime și duratele lor respective. O astfel de curbă este redată în figura 6.14 construită pentru ploile torențiale din R.S.R. pentru perioada 1933—1958. Se observă creșterea rapidă a intensităților în domeniul duratelor mici față de cea din domeniul duratelor mari. Cu titlu informativ se redau valorile record ale înălțimilor de precipitații din lumea întreagă în domeniul a 24 ore, așa cum apare în figura 6.15, extrasă după *Month Weather Rew.*, 69/1941; în acest grafic este menționată și ploaia record din VII — 1889 de la Curtea de Argeș cu o înălțime de circa 200 mm în timp de 20 minute ($i = 10$ mm|min.).

În figura 6.16 se vede o familie de curbe *intensitate-durată-frecvență* elaborată pentru orașul București de *Prof. H. Theodoru* și îmbunătățită ulterior în anul 1964. Fiecare curbă exprimă corelația dintre intensitate și durată a ploilor torențiale, corespunzătoare unei frecvențe constante. Prin frecvență se înțelege aci raportul $f = n/T$, unde n este numărul de ploi înregistrate cu aceeași intensitate și aceeași durată de-a lungul unei perioade de T ani. De exemplu, o frecvență de 1|5 înseamnă o relație intensitate-durată

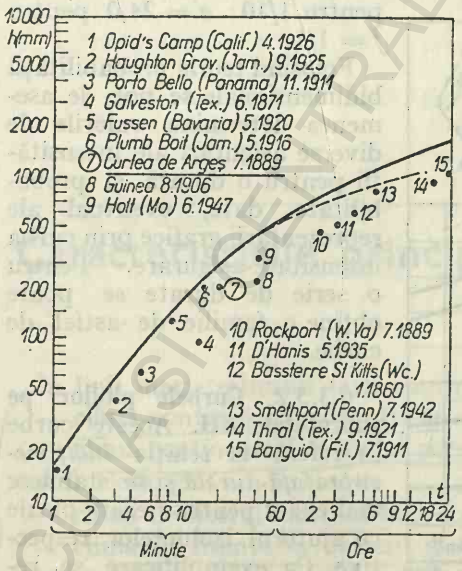


Fig. 6.15. Ploi record în lume (24 ore).

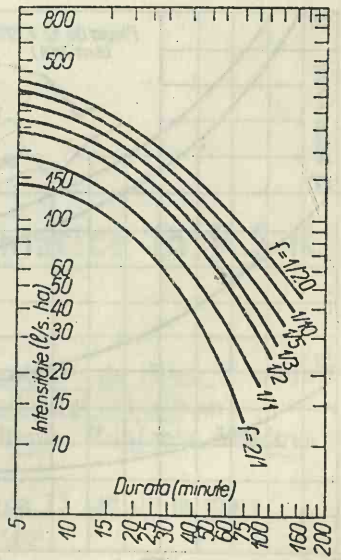


Fig. 6.16. Familia de curbe intensitate-durată-frecvență (București, prof. Theodoru).

care poate avea loc odată la cinci ani, o frecvență de 2/1 înseamnă o relație analogă care poate avea loc de două ori pe an ș.a.m.d. De fapt există o diferență de structură între frecvențele calculate după acest procedeu și frecvențele relative (probabilități) calculate cu relația n/N, unde N este numărul total de ploi înregistrate. Asigurările în sensul hidrologic trebuie să se determine deci pe baza acestora din urmă.

Sub formă analitică curbele intensitate-durată-frecvență pot fi interpretate prin una din relațiile următoare:

$$i = \frac{a}{\bar{b} + t}; \quad i = \frac{a}{t^b}; \quad i = \frac{a}{(b + t)^m}, \tag{6.20}$$

unde i este intensitatea; t — durata; a, b, m — parametri în funcție de valoarea frecvențelor f. De exemplu, pentru regiunea orașului Paris [13] parametrii din prima formulă au valorile următoare pentru ploi cu durate între 0 și 5 ore:

$f = 2/1$	$a = 500$;	$\bar{b} = 4$
$f = 1/1$	$a = 830$;	$\bar{b} = 5$
$f = 1/2$	$a = 1400$;	$\bar{b} = 7$
$f = 1/5$	$a = 2100$;	$\bar{b} = 9$
$f = 1/10$	$a = 2590$;	$\bar{b} = 10$
$f = 1/20$	$a = 2850$;	$\bar{b} = 10$

O formulă cu o structură oarecum diferită aplicabilă în sudul R.S.R. este:

$$i = i_0 \frac{a}{t + 9} \quad [\text{l|s.ha}]; \quad t \leqslant 200 \text{ min}, \tag{6.21}$$

unde după *I. Vladimirescu* [14] $i_0 = 135$ l/s.ha adică intensitatea unei ploi cu durată de 15 min și frecvența 1|1; $a = 55{,}5$ pentru $f = 1/20$; $a = 48{,}0$ pentru 1/10; $a = 24{,}0$ pentru $f = 1/1$.

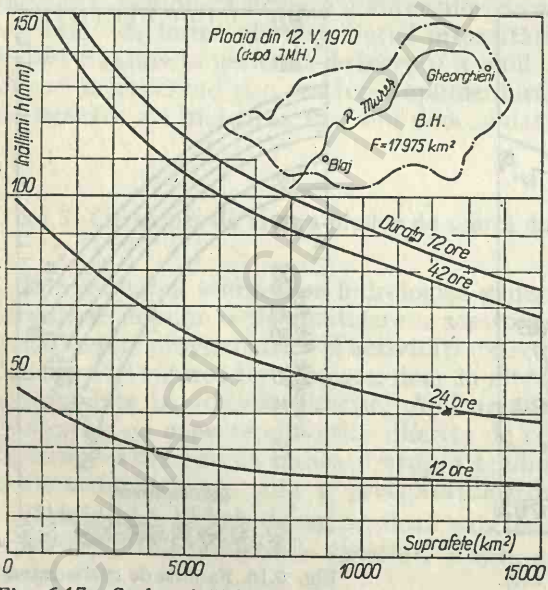


Fig. 6.17. Curbe înălțime-suprafață-durată (ploaia din 12 V.1970, bazinul superior al rîului Mureș).

Folosind teoria probabilității bidimensionale se pot de asemenea determina valorile de diverse asigurări ale intensității pentru o durată și probabilitate date, eventual ale reprezentării grafice prin curba intensitate-asigurare. Pentru o serie de durate se poate obține o familie de astfel de curbe.

6.3.5.2. **Curbele ploilor pe suprafețele BH.** Aceste curbe se referă la relația *înălțime-suprafață-durată* și se stabilesc mai exact pentru fiecare ploaie cu ajutorul izohietelor respective. Ca exemplificare se redau în figura 6.17 după I.M.H. curbele pentru ploaia din

bazinul superior al rîului Mureș, produsă la data de 12.V.1970, ploaie care a provocat o situație dezastruoasă prin inundații în tot BH.

Pentru sudul R.S.R., recent, I.M.H. a elaborat tabelul ploilor de 24 ore pe diverse asigurări P (tabelul 6.7)

Tabelul 6.7

Suprafața BH (km²)	Precipitația (mm)		
	$P = 0{,}01\%$	$P = 0{,}1\%$	$P = 1\%$
500	540	395	250
1 000	440	325	205
2 000	375	280	180
3 500	330	250	165
5 000	300	230	155

Sub formă completă curbele înălțime-suprafață-durată ar trebui să conțină și probabilitatea lor, fapt în prezent deficitar. Deoarece atingerea acestui stadiu avansat implică un material meteorologic extrem de numeros — de care nu se dispune — eventual, fiecărui familii de curbe i se poate atribui cu rezerva respectivă, asigurarea debitului maxim anual care a generat ploaia.

7.

Caracteristicile principale climatice în R.S.R.

În linii mari teritoriul țării cuprinde patru sectoare de climă și anume:

— climă continental moderată în cuprinsul podișului transilvan;

— climă continentală în sudul și estul țării (Oltenia, Muntenia, Moldova și vestul Dobrogei);

— climă de litoral maritim în Dobrogea pe circa 15 km de la mare;

— climă de munte în Carpați și munții Apuseni.

Din tabelul Monografiei Geografice 1960 se redă mai jos un extras al unor date caracteristice pentru fiecare sector.

Tabelul 7.1

Date caracteristice	Continental moderat	Continental	Litoral maritim	Munte
Amplitudinea anuală a temperaturii aerului	< 24	> 24	< 23	< 18
Media temperaturii maxime anuale	32...35	34...39	32...33	17...18
Media temperaturii minime anuale	−18...−25	−20...−25	−15...−16	< −25
Umiditatea relativă medie a aerului în luna iulie	50...70	45...55	> 60	80
Media precipitației anuale, mm	500...750	400...600	350...400	1000...1500
Media precipitației anuale intervalul 1 aprilie—20 septembrie	300...400	200...400	< 200	> 600
Numărul anual cu zile de zăpadă	25...48	40...50	10...25	100...225

8.

Factorii care reduc volumul precipitațiilor scurse pe sol

Dacă precipitațiile care ating solul s-ar transforma integral în scurgeri, chiar dacă acestea sînt generate de ploi cu intensități relativ reduse, volumul lor ar da loc la inundații catastrofale. Așa de exemplu, în ipoteza unei ploi torențiale cu intensitatea de $i = 0{,}8$ mm/min $= 13{,}2$ m^3/s.km^2, care acoperă un mic bazin hidrografic de suprafață $F = 100$ km^2, scurgerea realizată atinge un debit maxim $Q = 1320$ m^3/s, ceea ce constituie în adevăr o valoare excesiv de mare.

În sens moderator intervin însă doi factori și anume, *evaporarea* din masele cu apă cu diferite structuri fiziografice și pătrunderea apei în sol prin *infiltrație*.

Prin acțiunea lor separată sau împreună se obține un efect de atenuare similar rezervoarelor de compensare create de baraje pe văi și în lacurile naturale de traseu. Astfel prin evaporare, o parte din volumul infiltrațiilor este transformat în vapori de apă care se depozitează în atmosferă, iar prin infiltrație o altă parte mult mai mare se depozitează în subsolul BH și anume în porii dintre granulele pămînturilor care-l compun.

În modul acesta, cei doi factori reţin volume care uneori se ridică la valori de cîteva ori mai mari decît volumul scurgerii, în special în cazul ploilor şi topirilor de zăpadă cu intensităţi apreciabile; acţiunea lor este astfel favorabilă eliminării sau micşorării situaţiilor grave de inundaţii. Totuşi, în cazul precipitaţiilor modeste sau al acelora din regiunile mai aride, acţiunea conjugată a celor doi factori se accentuează şi reducerea este atît de importantă încît scurgerea cursurilor de apă se micşorează chiar pînă la anulare. Această stare de lucruri atrage de asemenea grave prejudicii funcţionării normale a folosinţelor hidraulice.

În categoria factorilor care reduc din precipitaţiile scurse pe sol se mai consideră de asemenea *intercepţia* precipitaţiilor de către învelişul vegetal al BH şi *retenţia* în depresiunile fără scurgere ale solului. În comparaţie cu infiltraţia şi evaporarea, acestea au însă valori relativ reduse.

8.1. Evaporarea apei

8.1.1. Generalităţi

Sub acţiunea radiaţiilor solare, moleculele de apă încorporează cantităţi suplimentare de energie, care sporesc considerabil vitezele moleculare. Cînd acestea depăşesc o valoare critică, moleculele din vecinătatea suprafeţei libere a apei îşi rup legăturile reciproce şi se ridică în atmosferă. În modul acesta ia naştere fenomenul de *evaporare difuză*. Cu cît capacitatea atmosferei de a primi aceste particule de apă este mai mare — deci cînd umiditatea absolută a aerului va fi mai mică — şi cu cît vor exista condiţii favorabile care să împrăştie particulele de la suprafaţa evaporată adică deplasări ale aerului, cu atît fenomenul de evaporare va fi mai intens. El are loc cu apa din sol, din masele lichide şi solide şi din cele biologice.

Într-un bazin hidrografic, suprafaţa de evaporare se întinde în totalitatea suprafeţei acestuia, ceea ce face ca volumul evaporării pe perioade mai îndelungate să depăşească — în unele cazuri — chiar valoarea precipitaţiilor din acea perioadă. După natura mediului în care se găsesc masele de apă şi după starea fizică a apei, se disting în hidrologie următoarele categorii de evaporări:

- E_a — evaporarea de la suprafaţa maselor de apă aflate în albii, lacuri şi mlaştini ca şi din stratul precipitaţiilor care ating solul;
- E_z — evaporarea apei de la suprafaţa maselor de zăpadă şi gheaţă;
- E_s — evaporarea apei de pe suprafaţa acoperită a solului umectat de ploi şi zăpezi, inclusiv din franja capilară cînd aceasta ajunge la suprafaţa solului;
- E_i — evaporarea apei de pe învelişul vegetal provenită din intercepţia precipitaţiilor;
- E_p — evaporarea apei din sol prin efectul de transpiraţie a plantelor.

Evaporarea totală de pe un BH pentru o perioadă dată, poartă numele de *evapotranspirație* și însumează evaporările parțiale, adică:

$$E_t = E_a + E_z + E_s + E_i + E_p \tag{8.1}$$

Aproximativ un gram de apă necesită 600 cal pentru a se evapora.

Evaporarea se exprimă ca și precipitațiile, în milimetri sau în l/m² și se clasifică după lungimea perioadei, în evaporări orare, zilnice, lunare, anuale și multianuale — cu valori caracteristice: medii, minime, maxime, asigurate.

Din punctul de vedere al scurgerilor hidrologice, prezintă interes valorile evaporării de la suprafața liberă E_a și evapotranspirația E_t.

8.1.2. Evaporarea de la suprafața liberă (E_a)

Cantitatea de apă care se evaporă din masele de apă existente în albii, în lacuri de acumulare sau în cele naturale ca și din stratul subțire al precipitațiilor, de-a lungul unui interval de timp, se poate determina în principiu prin mai multe metode.

— Metoda cea mai corectă constă din stabilirea unei *ecuații de bilanț energetic*, care să cuprindă printre altele, cantitățile pe suprafața unitară (1 cm²) de radiații solare efective, acumulările sau deficitele de radiații în masele considerate, radiația necesară evaporării etc. O astfel de rezolvare întîmpină însă dificultăți din cauza marilor lacune în măsurători asupra factorilor.

Ca o aplicare a metodei bilanțului energetic se redă aci formula *Anderson:*

$$E_a = \frac{L_s - L_r - L_b + L_v - L_0}{\rho L(1 + R)}, \tag{8.2}$$

unde

E_a este evaporarea apei de la suprafața liberă, în cm;
L_s — radiația solară incidentă la suprafața apei;
L_r — radiația solară reflectată de suprafața apei;
L_b — energia pierdută de masa de apă prin schimbul de radiații de unde lungi, cu atmosfera;
L_v — energia de convecție a masei de apă;
L_0 — sporul de energie înmagazinat în masa de apă;
ρ — densitatea apei;
L — căldura latentă de vaporizare;
R — coeficient *Bowen* egal cu 0,58...0,66;

toate energiile sînt exprimate în calorii pe centimetru pătrat.

Deoarece ultimii trei termeni au valori diferite în funcție de caracteristicile masei de apă, respectiv de adîncimea lacurilor, rezultă că pentru aceeași regiune geografică, evaporarea va avea valori diferențiate; masele de apă puțin adînci vor evapora cantități de apă mai mari decît acelea cu adîncimi mari. În plus, prin variația coeficientului Bowen și a energiilor interne ale masei de apă de

la un anotimp la altul — chiar la temperaturi egale ale aerului — se obțin valori diferite pentru evaporări ale aceleiași mase de apă, după cum rezultă din măsurătorile pe lacul adînc Walker (U.S.A.).

— *Metoda corelației datelor evaporometrice cu factorii meteorologici* cere mai întîi efectuarea — pe o îndelungată perioadă de măsurători zilnice a volumelor de apă evaporate din mici rezervoare cu apă și măsurători simultane în același amplasament ale temperaturii aerului, ale umidității relative și ale vitezei vîntului. În posesia acestui fond de date se stabilește corelația analitică sau grafică între valorile evaporării și valorile factorilor meteorologici mai sus menționați, acestea din urmă ca valori medii zilnice. După cum se vede, metoda caută să folosească factori meteorologici în general ușor de măsurat și în bună parte disponibili.

În privința structurii micilor rezervoare se redă în figura 8.1 un tip de construcție metalică avînd ca suprafață de evaporare $\Omega = 250$ cm^2, prevăzut cu un sistem de cîntărire a apei evaporate. Rezervoarele de construcție mai recentă au capacități mai mari de evaporare și sînt standardizate ($\varnothing$ 1 200 mm; $H = 250$ mm); pentru a se elimina influența căldurii pereților, se îngroapă parțial (fig. 8.2). La aceste rezervoare volumele evaporate se măsoară prin ace de nivel de tipul acelora din laboratoarele hidraulice.

În amplasamentul măsurătorilor se instalează aparatele de măsurat factorii meteorologici și un pluviometru (pluviograf) de ale cărui date se ține seama la calculul volumelor evaporate.

Valorile obținute pentru volumul evaporării cu ajutorul micilor rezervoare, se corectează cu un coeficient ($c = 0{,}60...0{,}70$) pentru ca astfel să poată fi aplicată și lacurilor mai adînci, unde condițiile de evaporare sînt oarecum diferite.

Pentru lacuri adînci, se redă cunoscuta formulă *Mayer* ca aplicație a metodei corelației și anume în expresia:

$$E_a = 0{,}36(u_s - u_a)\left(1 + \frac{v}{16}\right); \quad [\text{mm/zi}] \qquad (8.3)$$

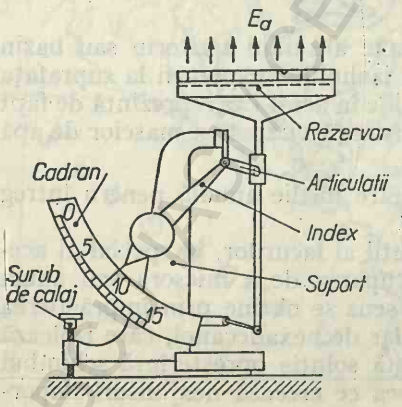


Fig. 8.1. Evaporometru cu cîntar.

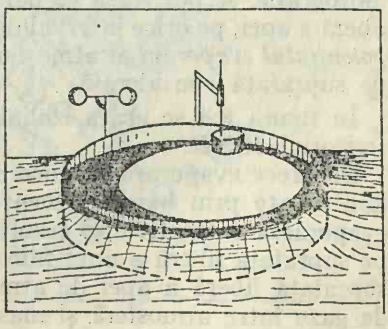


Fig. 8.2. Evaporometre îngropate.

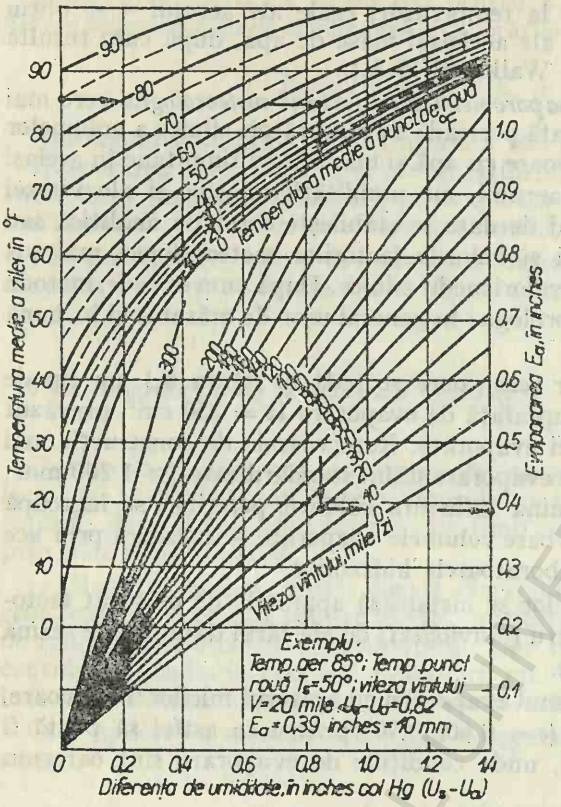

Temperatura medie a zilei în °F
Temperatura medie a punctului de rouă °F
Evaporarea E_a, în inches
Viteza vîntului, mile/zi
Exemplu:
Temp. aer 85°; Temp. punct rouă T_s=50°; viteza vîntului V=20 mile U_s-U_a=0,82
E_a=0,39 inches = 10 mm
Diferența de umiditate, în inches col Hg (U_s-U_a)

Fig. 8.3. Grafic specific calculului evaporației în S.U.A. (Weather Bureau).

unde u_s și u_a sînt umiditățile medii zilnice de saturație, respectiv absolută, în mm col. Hg, v — viteza vîntului la sol, în km/oră (ca medie zilnică).

Tot pe principiul metodei corelației se redă în figura 8.3 un grafic elaborat de *U. S. Weather Bureau*.

O formulă folosită în U.R.S.S. pentru evaporarea în interval de o lună are următoarea structură:

$$E_a = 0{,}15\, n(u_s - u_a)(1 + 0{,}072\, v); \quad [\text{mm/lună}] \qquad (8.4)$$

unde

— u_s și u_a sînt umiditățile medii lunare de saturație, respectiv absolută, în mb; v — viteza vîntului la 2 m înălțime, în m/s (ca medie lunară) și n — numărul zilelor din luna considerată.

Transformarea volumului evaporat în timp de o lună, în debit se obține prin relația:

$$Q_E = F\,\frac{E_a}{2592}; \quad [\text{m}^3/\text{s}] \qquad (8.5)$$

unde F este suprafața lacului, în km^2 și E_a — evaporarea la suprafața lacului, în mm.

Folosind datele obținute în diferitele puncte ale unui teritoriu sau bazin hidrografic, se pot trasa pe harta respectivă izoliniile evaporării la suprafața liberă a apei, pe orice interval de timp. Izoliniile în acest caz reprezintă de fapt *potențialul evaporant* al atmosferei, deci o existență virtuală a maselor de apă pe suprafața considerată.

În figura 8.4 se arată izoliniile de evaporare medie anuală pentru întreg teritoriul R.S.R.

Deoarece evaporarea reduce din volumul util al lacurilor, în special al acelora create prin baraje, recent există preocuparea de a micșora sau anula evaporarea respectivă. O rezolvare în acest sens se obține prin împrăștierea pe suprafața liberă a unui film monomolecular de hexadecanol, care izolează suprafața liberă a apei de atmosferă. Această soluție oprește însă schimbul de gaze între atmosferă și masa de apă, ceea ce creează neajunsuri importante din punct de vedere biologic.

Fig. 8.4. Evaporarea medie anuală în R.S.R.

8.1.3. Evapotranspirația. Evapotranspirația potențială

Un procedeu rațional pentru determinarea evaporației totale într-un BH, pentru un pas de timp Δt, constă în stabilirea unei ecuații de bilanț între volumele de apă intrate și volumele de apă ieșite din bazin. Un astfel de bilanț — după *Remenieras* — se prezintă în următoarea schemă:

Intrări:		Ieșiri:	
W_p	— precipitații (ploi, zăpezi)	W_q	— scurgerea totală a cursului de apă corespunzătoare BH
R	— cantități rămase din perioada precedentă (ape subterane, zăpezi)	E_t	— evaporarea totală
		$R \pm \Delta R$	— cantități rămase la sfîrșitul perioadei Δt (ape subterane, zăpezi)

Cu aceste date, ecuația de bilanț ia deci forma

$$W_p + R = W_q + E_t + R \pm \Delta R, \tag{8.6}$$

respectiv

$$E_t = W_p - W_q \mp \Delta R \qquad [\text{mm}] \tag{8.7}$$

Dificultatea care intervine în aplicarea formulei (8.7) constă în determinarea termenului ΔR. Acesta are o valoare nulă numai în cazul în care cantitățile R rămase din perioada precedentă sînt egale cu acelea rămase la sfîrșitul perioadei considerate.

Pentru o perioadă îndelungată de n ani, evaporarea medie multianuală $\overline{E}_t$, rezultă ca medie a valorilor anuale din (8.7), adică:

$$\overline{E}_t = \frac{\Sigma E_t}{n} = \frac{\Sigma W_p}{n} - \frac{\Sigma W_q}{n} + \frac{\Sigma \mp \Delta R}{n}, \tag{8.8}$$

în care ultimul termen, fiind o sumă algebrică relativ mică, care divizată cu n devine și mai mică, deci neglijabilă față de ceilalți termeni, rezultă:

$$\overline{E}_t = \overline{W}_p - \overline{W}_q, \tag{8.9}$$

unde $\overline{W}_p$ este precipitația medie multianuală și $\overline{W}_q$ — scurgerea medie multianuală.

În cazul în care termenul $\overline{W}_q$ nu este cunoscut, evaporarea totală medie multianuală în BH se apreciază după formule semiempirice (*Wundt*, *Turc*, *Coutagne*, *Popov* ș.a.).

Spre exemplificare se reține formula *Turc*:

$$\bar{E}_t = \frac{\bar{P}}{0{,}9 + \frac{\bar{P}^2}{L^2}}, \quad [\text{mm}]$$

unde

$\bar{P}$ este precipitația medie multianuală, în mm;
$L = 300 + 25\,T + 0{,}05\,T^2$;
T — temperatura medie multianuală, în °C.

Repartizarea pe luni a evaporației totale medii multianuale se poate aprecia informativ folosind următoarele procente ca valori medii propuse de o serie de autori (*Meyer, Friederich, Fischer, Schröder*):

Luna	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Procente	1	2	4,5	8,5	16	17	19	16	9	5	1	1

În cazul micilor suprafețe plantate agricol și cu o structură relativ omogenă a solului, evaporarea totală pentru un pas de timp Δt se determină prin măsurători directe în instalații numite *lisimetre*, sau în cîmpuri experimentale pe parcele de 200 ... 300 m², cum este cazul la Stația hidrologică Voinești — R.S.R.

O construcție a lisimetrului folosit la Stațiunea Coshocton (Ohio, S.U.A) este redată în schița din figura 8.5. Lisimetrul se compune dintr-o cuvă etanșă, așezată în subsol pe o basculă înregistratoare. Cuva este umplută cu un masiv de pămînt extras din terenul natural cu plantele respective, masiv care poate fi drenat printr-un sistem de colectoare situate la partea inferioară. De asemenea apele în surplus (din precipitații, eventual și cele de irigare) se pot capta și măsura. Evaporația se poate calcula folosind relația

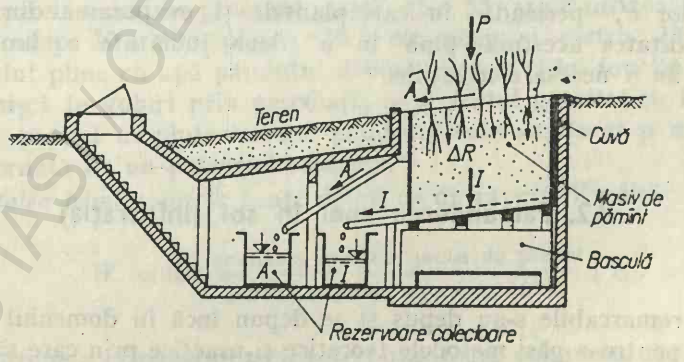


Fig. 8.5. Schița unui lisimetru.

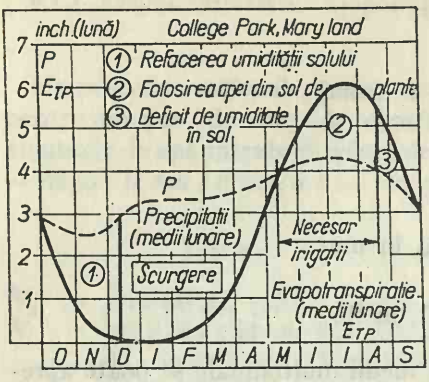


Fig. 8.6. Precipitații și evapotranspirația potențială în Maryland S.U.A., după Thornthwaite.

de bilanț (8.7) în care W_q însumează volumele scurgerii de suprafață și ale infiltrației. În ceea ce privește ΔR, acest volum poate fi apreciat ca diferența de greutate a masivului de la începutul perioadei, la sfîrșitul ei (ținînd seama și de greutatea suplimentară a dezvoltării plantelor).

Un caz particular al evapotranspirației este *evapotranspirația potențială* E_{TP}. Aceasta se produce în condițiile în care toate formele de evaporare au loc la valorile lor maxime. Se admite în general egalitatea $E_{TP} = E_a$. Pentru intervalul de o lună, în ipoteza că precipitațiile P depășesc evaporarea de la suprafața apei ($P > E_{TP}$), rezultă:

$$E_t = E_{TP}; \quad F = P - E_{TP},$$

unde E_t este evaporarea totală și F — înmagazinarea apei în sol.

Măsurarea evapotranspirației potențiale se efectuează în lisimetre în condițiile arătate mai sus, cu diferența că la suprafața solului din cuvă se adaugă apa necesară pentru ca plantele să se dezvolte în condiții optime. Se vede de aici că evapotranspirația potențială, comparată cu precipitațiile, dă o bună indicație pentru determinarea cantităților de apă pentru irigarea culturilor agricole, pentru ca acestea să dea producția maximă. În figura 8.6 se dă după *Thornthwaite* un grafic instructiv obținut la Maryland S.U.A., din care se constată că acolo precipitațiile P în perioada 1 oct.—15 mai sînt superioare lui E_{TP}; este perioada de refacere a umidității solului (apreciat la 4 inch = 100 mm), inclusiv a scurgerii. După data de 15 mai, E_{TP} este superioară precipitațiilor P, perioadă în care plantele și evaporarea din sol epuizează umiditatea acestuia pînă în a doua jumătate a lunii august, după care ar fi necesare irigațiile.

8.2. Pătrunderea apei în sol (Infiltrația)

Eforturi remarcabile s-au depus și se depun încă în domeniul cercetării hidrologice pentru a găsi metodele teoretice și practice prin care să se determine suficient de precis cantitatea din precipitații care trece în sol și modul

său de repartizare pe traseul ei subteran. Îndeosebi s-au cercetat următoarele obiective:

— variația în timp a pătrunderii apei în sol în timpul precipitațiilor și un anumit timp după aceea;

— adîncimea pînă la care poate ajunge frontul umed;

— cantitatea de apă pătrunsă în sol pînă ajunge să alimenteze acviferul freatic;

— evaluarea stării de umiditate inițială existentă în sol în momentul producerii unei noi precipitații, adică acel „prag" de la care începe să se producă scurgerea de suprafață.

Cuprinderea tuturor acestor aspecte, în mod teoretic, se poate realiza printr-un model fizico-matematic al mișcării apei în pămînt nesaturat cu apă. Mari dificultăți apar însă în studierea completă (spațială) a fenomenului, care nu mai are simplitatea mișcării apei în pămînt saturat, datorită interacțiunilor complexe dintre particulele pămîntului, apă și aer aflate în interstițiile solului.

Soluții particulare mai mult sau mai puțin exacte se obțin totuși introducînd ipoteza simplificatoare, dublată de experimentări de laborator sau „in situ".

8.2.1. Indicii hidrici ai pămînturilor

Din numărul mare de indici hidrici folosiți în pedologie și geotehnică se vor reține și defini aci numai aceia care interesează hidrologia, și anume: *porozitatea* și cîteva din categoriile de *umiditate* ale pămînturilor.

Porozitatea unei probe de pămînt este definită ca un raport n și anume:

$$n = 100 \frac{\text{volumul golurilor}}{\text{volumul probei}} [\%]. \tag{8.10}$$

Porozitatea depinde de mărimea și modul cum sînt așezate granulele în structura naturală a pămîntului. În condiții normale porozitatea se poate considera cu următoarele valori în procente: argilă 45 ... 55; argilă nisipoasă (20% nisip) 40 ... 50; nisip 30 ... 40; pietriș 30 ... 40; nisip și pietriș 20 ... 35. Cînd golurile sînt pline cu apă pămîntul devine *saturat* și în funcție de gradient apa se mișcă în goluri prin percolație sub efectul gravitației. Cînd golurile sînt doar parțial umplute cu apă pămîntul este *nesaturat* și mișcarea apei este guvernată de un potențial complex.

Umiditatea pămîntului se poate defini ca un raport W adică:

$$W = 100 \frac{\text{greutatea apei din proba de pămînt}}{\text{greutatea probei uscate la 105°C}} [\%], \tag{8.11}$$

fie ca înălțime a coloanei de apă corespunzătoare volumului de apă conținut de probă (coloana avînd ca bază suprafața orizontală a probei).

Umiditatea pămîntului se clasifică în *umiditate maximă* W_{max} cînd golurile dintre granule sînt încărcate cu apă la capacitate maximă, și *umiditate minimă* W_{min} sau *umiditate de ofilire* (coeficient de ofilire) cînd în goluri rămîne numai apa peliculară care nu mai poate fi extrasă de către plante.

Deficitul de umiditate ΔW la un moment dat este definit prin diferența

$$\Delta W = W_{max} - W_0, \tag{8.3}$$

unde W_0 este umiditatea existentă la momentul considerat. Din punctul de vedere al vegetației, cantitatea de umiditate nefolosită de către plante Δ_{tv} este dată de relația:

$$\Delta_{tv} = W_{pmax} - W_p,$$

unde W_p este umiditatea necesară plantelor, conform cerințelor de dezvoltare nestînjenită, iar W_{pmax} — *capacitatea maximă de cîmp* definită ca umiditatea maximă rămasă în sol, după inundarea terenului.

Măsurarea umidității pămîntului se efectuează prin luarea de probe și cîntărirea înainte și după uscare la 105°C, operație care cere destul de mult timp deși dă cele mai sigure rezultate. Aparatele de concepție modernă numite *umidometre cu neutroni* oferă din punctul de vedere al obținerii rapide a rezultatelor, avantaje considerabile, cu condiția ca etalonarea lor la fața locului să fie efectuată cu cea mai mare atenție.

8.2.2. Modelul matematic al mișcării apei în pămînt nesaturat

În pămînturi nesaturate, apa se mișcă sub influența condițiilor fizice, chimice și biologice existente pe sol și în sol. Aceste condiții creează acțiuni care pot fi sintetizate într-un potențial total, ca energie fundamentală a difuzării apei în masa pămîntului.

Potențialul total Φ însumează de fapt două componente și anume

$$\Phi = -\varphi + Z, \tag{8.12}$$

unde

φ este potențialul capilar, echivalent cu tensiunea umidității sau cu sucțiunea;

Z — potențialul gravitațional, respectiv înălțimea Z deasupra unui plan de comparație.

Potențialul capilar, respectiv sucțiunea se consideră ca o acțiune care extrage apa din porii pămîntului — adică în sens contrar adsorbției — și o aduce la potențialul de referință al apei din atmosferă considerat de valoare zero. Pentru aceste considerente potențialul capilar se ia cu semnul minus.

Cantitativ sucțiunea are valori absolute excepțional de mari, atingînd presiuni de 10 000 at; sucțiunea se notează cu literele pF și reprezintă logaritmul zecimal al coloanei de apă corespunzător numărului de presiuni atmosferice în centimetri. Sucțiunea variază invers cu umiditatea pămîntului și diferă de la un tip de pămînt la altul (fig. 8.7).

Modelul matematic al difuzării apei în pămîntul ce a fost inundat la suprafață menține același concept ca al mișcării apei în pămîntul saturat, scriind

relația vitezei pe verticală ca gradient al potențialului sub formularea unidimensională adică conform cu (8.12);

$$v = -\lambda \operatorname{grad} \Phi = -\lambda \frac{\partial (Z - \varphi)}{\partial Z} = \lambda \frac{\partial \varphi}{\partial Z} - \lambda, \tag{8.13}$$

unde λ este *conductivitatea capilară (hidroconductivitate)* corespondentă coeficientului de permeabilitate k, având ca dimensiuni (LT^{-1}). Acest parametru nu este însă constant ci funcție de umiditate, adică

$$\lambda = f(W). \tag{8.14}$$

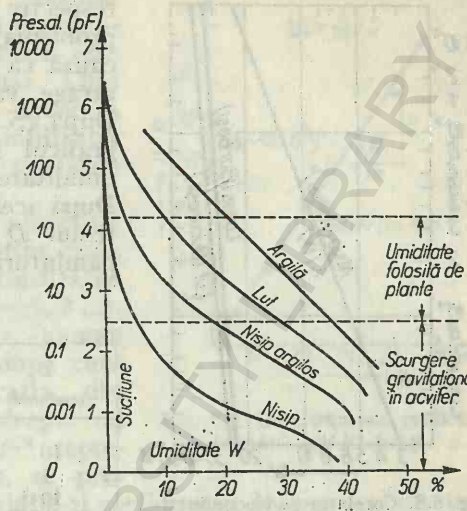


Fig. 8.7. Corelația dintre sucțiune și umiditatea pământului.

Cantitatea de apă care pătrunde prin infiltrație de la sol într-un plan orizontal de cotă Z, se obține folosind mai departe modelul matematic al vitezei din ecuația (8.13), introducînd umiditatea W. Totodată se ține seama că pe o suprafață unitară se poate scrie

$$\frac{\partial v}{\partial Z} = \frac{\partial q}{\partial Z},$$

astfel că ecuația de continuitate devine

$$\frac{\partial q}{\partial Z} = \frac{\partial W}{\partial t}.$$

Prin înlocuiri în ecuația (8.5) se obține:

$$v = \frac{\partial W}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial Z}\left(\lambda \frac{\partial \varphi}{\partial Z}\right) - \frac{\partial \lambda}{\partial Z}. \tag{8.15}$$

Considerînd mai departe că φ variază cu W se scrie

$$\frac{\partial \varphi}{\partial Z} = \frac{\partial \varphi}{\partial W} \cdot \frac{\partial W}{\partial Z}.$$

și cu notația

$$D = \lambda \frac{\partial \varphi}{\partial W} \text{ în dimensiunea } (L^2/T),$$

ecuația (8.5) ia forma finală:

$$\frac{\partial W}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial Z}\left(D \frac{\partial W}{\partial Z}\right) - \frac{\partial \lambda}{\partial Z}. \tag{8.16}$$

Această ecuație diferențială cu derivate parțiale este de tipul ecuației difuziei sau a căldurii, în care parametrul D este analog coeficientului de difuzie,

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

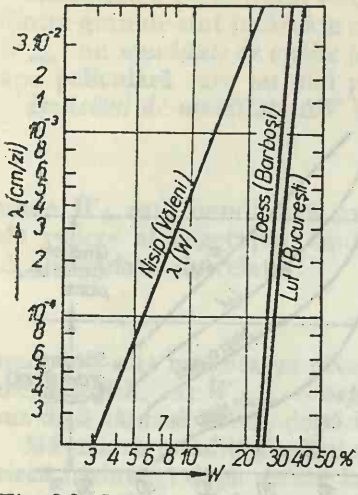


Fig. 8.8. Corelația hidroconductivității și umiditatea pământului (R.S.R.).

respectiv coeficientului de conductibilitate; problema devine însă mai complicată din cauză că parametrul λ nu este constant și atrage valori variabile pentru parametrul D. După *S. Andrei* se redă în figura 8.8 graficul hidroconductivității în funcție de umiditate la unele pământuri din România [15]. După același autor se redau valori ale parametrului D în funcție de W pentru diferite pământuri (tab. 8.1).

Tabelul 8.1

D (cm²/min)	W(%)		
	Lut nisipos	Lut	Argilă
10	30	42	63
1	24	33	50
10^{-1}	15	22	36
10^{-2}	5	10	23

Ecuația (8.7) propusă de *Richards* în 1931 a rămas mult timp ca o formulare pur teoretică din cauza dificultăților de soluționare analitică. Abia după ce s-a dispus de calculul electronic, s-au dat unele rezolvări prin diferențe finite (*Whisler, Rubin* ș.a.).

8.2.3. Formularea infiltrației în ipoteze simplificatoare

— Pătrunderea apei în solul inundat la suprafață de un strat de apă de adîncime redusă (< 120 mm) a fost studiată ca un caz particular al ecuației fundamentale a mișcării apei în pământ nesaturat (ecuația 8.13), de mai mulți cercetători. Sub aspectul variației intensității (vitezei) de pătrundere a apei în raport cu timpul, se reține aci formularea lui *J. R. Philip* și anume:

$$u(t) = \frac{1}{2} St^{-1/2} + A; \quad U(t) = \int_0^t u\,dt = St^{1/2} + At, \tag{8.17}$$

unde

- u este viteza de infiltrație, în cm/min;
- U — cantitatea totală de apă infiltrată în timpul t, în cm col. H_2O;
- A — un parametru în funcție de coeficientul de permeabilitate k, în cm/min;
- S — capacitatea de absorbție („sorbtivity") a pământului, în cm·min$^{1/2}$, depinzînd de umiditatea inițială W_0, în cm, cu valori de 0,005 ... 0,16.

Parametrul A se calculează cu relația:

$$A = \frac{k}{0{,}3 \ldots 0{,}7}. \tag{8.18}$$

Primul termen al relației $U\,(t)$ reprezintă partea cu care contribuie la infiltrație potențialul capilar, în timp ce al doilea termen este contribuția potențialului gravitațional. Cînd frontul umed care coboară în sol a ajuns la adîncimea stratului freatic ($\varphi = 0$) și infiltrația continuă, acest al doilea termen constituie alimentarea acviferului.

Determinarea valorii capacității de absorbție S într-un punct al terenului se obține prin experimentare directă măsurînd cantitățile de apă infiltrată U_i la timpii $t_i (i = 1, 2 \ldots)$. Perechile de valori calculate și anume $(U_i - At_i;\ t_i^{1/2})$ reprezentate grafic după cum se propune în [16], și cu indicația din figura 8.9, permit trasarea unei drepte al cărui coeficient unghiular $(U - At)/t^{1/2}$ reprezintă valoarea căutată. Bineînțeles, se presupune că s-a determinat în prealabil și coeficientul de permeabilitate K în mediu saturat; modalitatea de măsurare a valorilor U_i și t_i este indicată în paragraful care urmează (8.2.4).

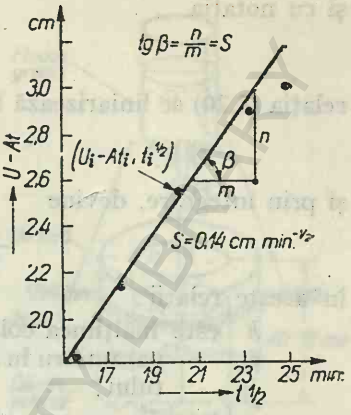


Fig. 8.9. Determinarea grafică a capacității de absorbție S.

— Viteza de coborîre a frontului umed în pămînt în timpul infiltrațiilor a fost calculată de *Budakovski* (1956) și *Bindeman* (1957) elaborînd formula

$$\frac{dZ}{dt} = \frac{K}{\Delta}\left(\frac{Z+S}{Z}\right); \quad [\text{cm/min.}] \tag{8.19}$$

unde

Z este adîncimea la care se calculează viteza, în cm;
$\Delta = W_b - W_0$ — diferența dintre umiditatea finală W_b și umiditatea inițială W_0, în %;
K — coeficientul de permeabilitate, în cm/min;
S — sucțiunea, în cm col. H_2O, evaluată în funcție de mărimea umidității W din figura 8.8.

— *R. W. Gardner* calculează scurgerea gravitațională în procesul infiltrației într-o coloană de pămînt omogen, saturat și anume, în secțiunea inferioară prin relația [17]:

$$\frac{dW}{dt}\, l = -\frac{D\pi^2}{4l^2} W, \tag{8.20}$$

în care

W este umiditatea pămîntului la timpul t;
l — lungimea coloanei de pămînt omogen;
D — hidroconductivitatea.

Cu ipoteza simplificatoare

$$D = mW; \quad m = \text{const.}$$

și cu notația

$$\lambda' = \frac{4}{\pi^2} \frac{a_1}{(l-h)^2} \cdot c$$

relația (8.20) se liniarizează la forma

$$\frac{dW}{dt} l = \lambda' \cdot W^2$$

și prin integrare, devine

$$\frac{1}{Wl} = \lambda' \cdot t + \frac{1}{W_0 l}; \tag{8.21}$$

în aceste relații

h este înălțimea coloanei capilare a pământului în amplasament;
c — parametru în funcție de m și de caracteristicile fizice ale pământului;
$(a_1)^2 = \frac{\pi^2}{4}$ cînd $h \ll l$;
λ' — parametru, cu dimensiunea $[L^{-1} T^{-1}]$;
t — timpul la care se produce cantitatea Wl respectiv timpul inițial cînd pământul avea umiditatea W_0.

Determinarea parametrului λ' se obține analog ca în cazul formulei Philip măsurînd experimental cîteva perechi de valori,

$$\left[\frac{1}{l}\left(\frac{1}{W} - \frac{1}{W_0}\right)_i; t_i\right]; \quad i = 1, 2 \ldots$$

după care se calculează coeficientul unghiular λ' al dreptei de regresie corespunzătoare.

8.2.4. Formulări empirice ale infiltrației

Studiile empirice asupra infiltrațiilor nu se fundamentează pe ecuația generală a mișcării apei în pământ nesaturat, ci se bazează exclusiv pe experimentări în laborator sau „in situ". Rezultatele obținute sînt apoi interpretate analitic sub formă de formule empirice sau prin reprezentări grafice cu valabilitate numai în pământul experimentat.

Formulele empirice ale intensității u în raport cu timpul t sînt de tipul $u = ct^{\beta}$ și de tipul $u = c_1 + c_2 e^{\gamma t}$.

Frecvent folosită este formula *Horton (1940)* a cărui structură este

$$u = u_c + (u_0 - u_c)\, e^{-\gamma t};$$
$$U = \int_0^t u\,dt = u_c t + \frac{u_0 - u_c}{\gamma}(1 - e^{-\gamma t}), \tag{8.22}$$

unde

u este viteza (intensitatea) de infiltrație la timpul t, în mm/min;
U — cantitatea de apă pătrunsă în pământ la timpul t, în mm col. H_2O;
u_0 — viteza de infiltrare în primul minut, în mm|min;
u_c — viteza de infiltrare constantă realizată după scurgerea unui timp destul de îndelungat de la începutul infiltrației, în mm|min;
γ — factor invers de timp, în min^{-1}.

Determinarea parametrilor u_0, u_c și γ, care corespund unui anumit sol „in situ", se obține prin efectuarea unei experimentări de infiltrație cu ajutorul unor dispozitive care permit reproducerea fenomenului natural. Dacă infiltrația se experimentează cu un strat subțire de apă care se menține constant, dispozitivul este de tipul *infiltrometrelor* (cu un cilindru sau cu două concentrice); cînd se caută a se reproduce căderea picăturilor de ploaie, atunci dispozitivul este de tipul *simulatoarelor de ploi*. Există o diferență între rezultate, din cauza compactării solului de către picăturile de apă, fenomen care nu are loc în cazul stratului de apă care se menține liniștit deasupra solului. Alegerea unuia sau a altuia dintre dispozitive depinde de natura precipitației avută în vedere (topirea zăpezii, picături mici sau mari) și evident, de posibilitățile de realizare a dispozitivelor.

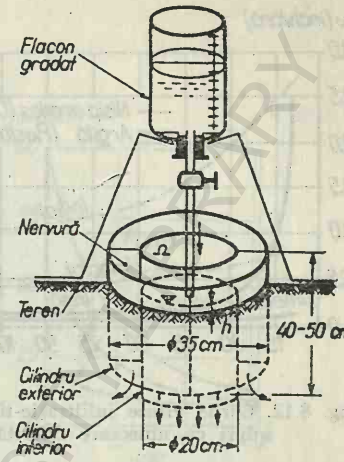


Fig. 8.10. Infiltrometru cu doi cilindri.

În figura 8.10 se arată schema unui infiltrometru cu doi cilindri din tablă concentrici, solidarizați cu cîteva nervuri pe generatoare. Prin presiune, infiltrometrul este introdus vertical în teren; în cilindrul interior se menține stratul subțire de apă (5 ... 6 cm) folosind un flacon gradat. Dacă se notează volumele U_t scurse din flacon la timpii t_i, vitezele de infiltrație u_i se calculează la timpii respectivi prin relația:

$$u_i = \frac{U_i - U_{i-1}}{\Omega(t_i - t_{i-1})}; \quad i = 1, 2, 3, \ldots \tag{8.23}$$

unde Ω este secțiunea transversală a cilindrului interior. Cu cît intervalele $(t_i - t_{i-1})$ vor fi mai mici, cu atît vitezele de infiltrație se vor apropia de vitezele instantanee. Dispunînd de un număr de perechi de valori (u_i, t_i) se poate trece la reprezentarea lor grafică și trasa — după metodele cunoscute — curba de variație în raport cu timpul a vitezei de infiltrație (fig. 8.11). Transpunerea curbei în ecuația *Horton* se obține prin măsurarea mai întîi pe grafic a valorilor u_0 și u_c; pentru parametrul γ se are în vedere că formula Horton poate fi transformată în

$$\ln \frac{u_i - u_c}{u_0 - u_c} = -\gamma t.$$

Dacă se reprezintă grafic punctele de coordonate;

$$\left(\ln \frac{u_i - u_c}{u_0 - u_c};\ t_i\right); \quad i = 1, 2, \ldots$$

și se trasează dreapta de regresie corespunzătoare, atunci parametrul γ este tocmai coeficientul unghiular al acestei drepte (ținînd seama și de scările de reprezentare).

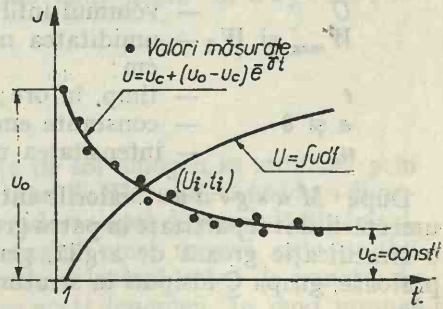


Fig. 8.11. Variația vitezei (intensității) de infiltrație în raport cu timpul.

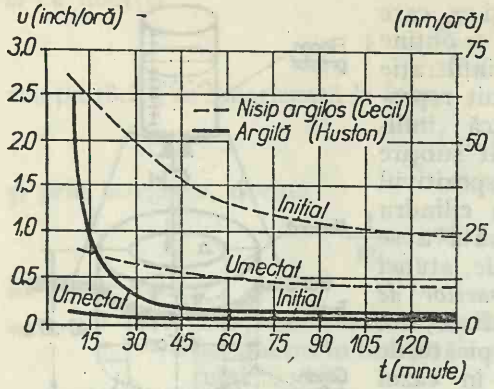


Fig. 8.12. Curbe viteze infiltrație-timp pentru soluri cu umectare diferită.

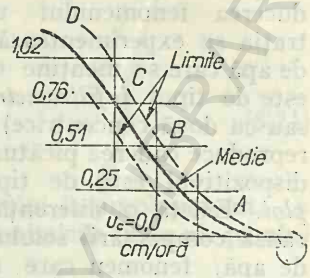


Fig. 8.13. Intensități minime după *Musgrave*.

O influență considerabilă asupra variației intensității de infiltrație o are valoarea umidității solului, așa după cum se vede în figura 8.12 care conține curbele de infiltrație ale aceloraşi soluri cu grade de umectare diferite. Cu cît solurile tind spre umiditate maximă cu atît vitezele de infiltrație tind să se micşoreze şi deci să scadă capacitatea de înmagazinare a pămîntului. Urmarea acestei stări se traduce prin creşterea volumului de precipitații care gravitează pe suprafața terenului către rețeaua hidrografică. În studiul apelor mari problema cunoaşterii gradului de umectare a solului dinaintea producerii precipitației capătă în consecință, o pondere deosebit de importantă.

— Una din formulele empirice de dată mai recentă, care ia în considerare gradul de umectare este formula *Holtan* (1967), cu următoarea structură

$$u = u_c + a\,(W_{max} - W_0)^{\delta}\ ;$$
$$U = u_c t + a\,(W_{max} - W_0)^{\delta}\, t, \qquad (8.24$$

unde

u este intensitatea de infiltrație, în cm/oră;
U — volumul infiltrat, în cm;
W_{max} şi W_0 — umiditatea maximă, respectiv umiditatea inițială, în cm;
t — timp, în ore;
a şi δ — constante empirice;
u_c — intensitatea minimă.

După *Musgrave* valorile intensității minime u_c pentru soluri supuse umectării sînt repartizate în patru grupe (fig. 8.13), şi anume: grupa A cuprinde o stratificație groasă de argilă, grupa B nisipuri în straturi subțiri, argile prăfoase, grupa C nisipuri în straturi groase, grupa D pămînturi mai permeabile.

O ilustrare a modului cum se prezintă caracteristicile importante ale fenomenului de infiltrație (pentru un anumit sol) şi anume intensitatea $u\,(t)$,

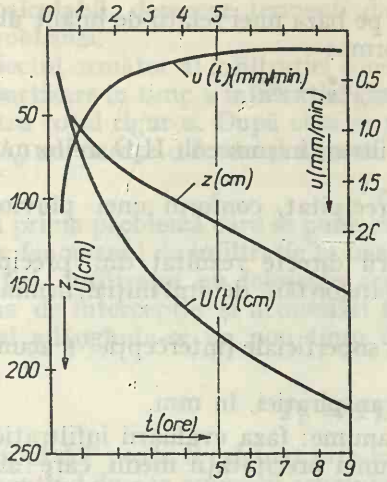


Fig. 8.14. Grafic de ansamblu intensitate-volum infiltrat-front umed (după *Pourrut-Camus*).

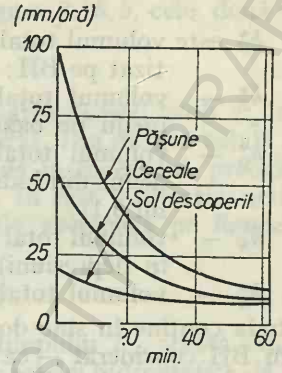


Fig. 8.15. Modificări ale intensității pe teren necultivat și cultivat.

volumul infiltrat $U(t)$ și frontul umed $Z(t)$, este redat în graficul din figura 8.14, construit pe baza unor măsurători cu umidometrul cu neutroni, efectuate de *Pourrut — Camus* [18].

8.2.5. Alți factori ai infiltrației

O grupă întreagă de alți factori mai influențează mărimea și evoluția în timp a infiltrației pe lîngă umiditatea inițială a solului amintită mai sus.

Temperatura aerului și a solului, modificînd viscozitatea apei schimbă condițiile fizice ale mișcării apei în sol; în cazul cînd persistă valori negative, stratul superficial îngheață și devine impermeabil pentru apă atît timp cît se menține această stare de îngheț.

În condiții egale, *panta terenului* influențează volumul de apă infiltrat în sensul că acesta se micșorează pe măsură ce panta crește.

Acoperămîntul vegetal al solului cu plante agricole face ca intensitatea să capete valențe diferite față de terenul gol așa cum arată *Musgrave — Holtan* [19] în graficul din figura 8.15.

8.2.6. Infiltrația în bazine hidrografice

Fenomenul de infiltrație pe mici suprafețe de sol omogen se studiază prin metodele mai sus arătate. Pe suprafețele mai mari de BH, unde intervin o diversitate de condiții, care afectează diferit pătrunderea apei de precipitație în sol, rezolvarea principială ar putea rămîne aceeași. Totuși rareori este posibil economic să se organizeze pentru fiecare bazin o întinsă rețea de puncte de studiu, care să urmărească din timp în timp acest fenomen. În mod normal se caută a se deduce indirect *infiltrația globală* pe bazin, și *repartizarea ei în timp*.

Infiltrația globală se poate determina pe baza unei relații de bilanț al volumelor intrate și ieșite din bazin, sub forma:

$$h_U^* = h_P^* - h_Q^* - h_R^* - h_E^*, \tag{8.25}$$

unde

h_U^* este volumul total de apă infiltrat, în mm col. H_2O uniform repartizat pe BH;

h_P^* — volumul total de apă precipitat, conform unei pluviograme medii pe bazin, în mm;

h_Q^* — volumul total al scurgerii directe rezultat din precipitație, dedus din hidrograful debitelor fără debitul inițial, în mm (tabelul 5.1);

h_R^* — volumul total al reținerii superficiale (intercepție + acumulare în depresiuni), în mm;

h_E^* — volumul total al evapotranspirației, în mm.

Metoda conține în sine două faze și anume: faza evaluării infiltrației globale în BH considerat — ca urmare a unei precipitații medii care acoperă integral bazinul conform relației (8.25) — și faza repartizării în timp a infiltrației totale.

În relația de mai sus, în mod normal, componenta h_E^* nu se ia în considerare, deoarece mărimea sa nu este semnificativă cînd studiul fenomenului de infiltrație se limitează doar în limita scurgerii produsă de o singură precipitație (durată scurtă). În ceea ce privește volumul total al reținerii superficiale h_R^*, acesta poate fi evaluat global numai prin apreciere după date generale existente în diferite surse de specialitate (Cap. 9). Pentru precipitații puternice influența reținerii superficiale nu are o pondere care poate influența sensibil valoarea infiltrației.

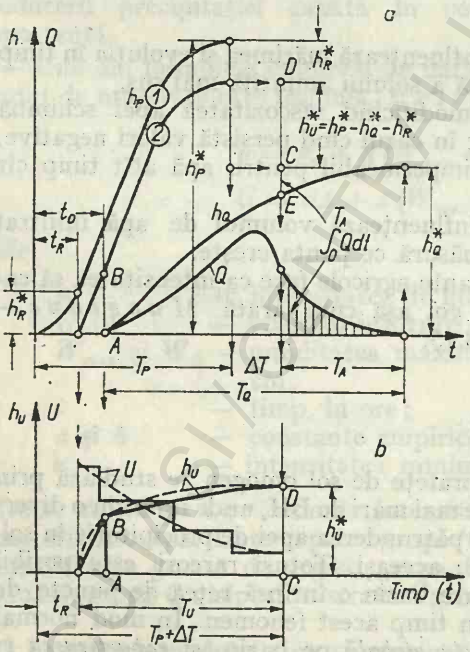


Fig. 8.16. Metodologia de calcul a infiltrației globale în raport cu timpul.

Figura 8.16 ilustrează principiul unei metodologii de calcul a *infiltrației globale* h_U^* și a *repartizării* în timp a acesteia. În figura 8.16,*a* sînt reprezentate pluviograma h_P cu durata T_P, curba cumulată a volumelor h_Q cu durata T_Q corespunzătoare hidrografului de debit Q. Originea celor două curbe este decalată cu timpul t_0, datorită reținerii și parțial infiltrației de la începutul precipitației; scurgerea în profilul BH se produce astfel întîrziat față de începutul precipitației. Pluviograma inițială ① prin scăderea reținerii h_R^* se deplasează în jos cu această valoare, devenind pluviograma ②. Volumul infiltrat h_U^* reprezentat prin segmentul vertical CD este rezultatul formulei:

$$h_U^* = h_P^* - h_Q^* - h_R^*,$$

deci calculabil, deoarece termenii din partea dreaptă a egalității sînt date ale problemei.

Aspectul următor al infiltrației constă în a găsi o modalitate cît mai simplă de repartizare în timp a infiltrației globale, admițînd totuși un grad de precizie nu întru totul riguros. După cum se vede din figura 8.16, *b*, cele două curbe h_P și h_Q au durate diferite și anume

$$T_P < T_Q$$

așa că prima problemă care se pune este determinarea *duratei totale* T_u în care are loc fenomenul de infiltrație în bazinul considerat. Din durata totală a precipitației, înfiltrația nu folosește acel timp t_R de la începutul precipitației sustras de intercepție și acumulări superficiale. În rest infiltrația activează normal adăugîndu-se un nou timp Δt indicat de asemenea pe figura 8.16. Deci

$$T_U = T_P - t_R + \Delta T. \tag{8.26}$$

Timpul ΔT poate fi calculat prin intermediul timpului T_A, acesta din urmă reprezentînd durata scurgerii acumulate în albiile rețelei hidrografice, la rîndul ei fiind exprimată prin suprafața hașurată pe hidrograful debitelor (fig. 8.16, *a*).

Există deci relația:

$$\Sigma \Omega l = \int_{t=0}^{T_A} Q \mathrm{d}t,$$

unde $\Sigma \Omega l$ este volumul de apă acumulat în RH, posibil de calculat pe baza lungimilor ramificațiilor RH și a secțiunilor udate ale albiilor respective la nivelul malurilor (cel mai probabil).

Pe graficul figurii 8.16,*b* se poate acum găsi poziția segmentului CE care reprezintă integrala de mai sus la valoarea primului termen al egalității. Poziția determină timpul T_A care trebuie să rămînă pe ramura descrescătoare a hidrografului; de pe figură se deduce

$$T_P + \Delta T + T_A = T_Q + t_0;$$

$$\Delta T = T_Q + t_0 - (T_P + T_A).$$

Ultima expresie transpusă în relația (8.26) conduce la durata de infiltrație

$$T_U = T_Q + t_0 - (T_A + t_R). \tag{8.27}$$

Faza următoare constă în repartizarea infiltrației pe durata T_U. Aci există două puncte de sprijin și anume punctul de coordonate (h_U^*, T_U) și punctul (AB, t_0); în plus, la $t = t_R$ infiltrația este nulă. Linia curbă trasată prin aceste trei puncte constituie curba volumelor infiltrate, iar variația ei $\Delta h/\Delta t$ curba intensităților de infiltrație. În figura 8.16, *b* se observă linia volumelor obținută prin unirea punctelor și o curbă întreruptă obținută prin trasare probabilă. Cu aceeași notație a liniilor se vede și repartizarea intensităților de infiltrație.

În încheiere la acest capitol se mai reține următoarele considerații:

— În literatura de specialitate se descriu și alte metode pentru calculul infiltrațiilor în bazine hidrografice, în special pentru cazuri particulare, ca de exemplu: metoda *scurgere-detenție*, metoda *timpului concentrat*, metoda *block* ș.a. [2].

— Orice metodă trebuie aplicată la BH cu suprafață redusă, adică acolo unde precipitația poate fi generală și unde structura hidrologică este pe cît posibil omogenă.

— Rezultatele obținute trebuie valorificate sub forma unor corelații sau grafice, avînd ca variabile factori disponibili.

Exemplu. Se cere să se studieze infiltrația într-un bazin hidrografic cu $F = 122{,}0$ km², cu o rețea hidrografică în lungime totală $L = 38{,}0$ km și secțiune medie udată $\Omega = 4{,}80$ m², cunoscînd următoarele date pentru coordonatele pluviogramei și ale scurgerii directe:

Pluviograma:

Ora	16,00	17,00	17,30	17,45	18,00	18,30
h_P(mm)	0	2,5	8,0	20,9	23,0	$25{,}0 = h_P^*$

Hidrograful scurgerii directe ($\Delta t = 1$ oră $= 3\,600$ s).

Ora	16,00	17,30	18,00	19,00	20,00	21,00	22,00	23,00	24,00
$Q^{(m^3/s)}$	0	0	49,2	112,6	60,0	35,6	24,6	16,0	9,0
$\Sigma Q^{(m^3/s)}$	0	0	49,2	161,8	221,8	257,4	279,0	295,0	304,0

Ora	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00
$Q^{(m^3/s)}$	7,0	5,2	3,1	2,0	0
$\Sigma Q^{(m^3/s)}$	311,0	316,2	319,2	321,3	323,3

— Calculul debitelor cumulate, în mmcol. H_2O:

$$h_Q = \frac{\Sigma V_i}{1\,000\,F}; \quad V_i = \frac{\Delta t}{2}(Q_{i-1} + Q_i); \quad i = 1,2, \ldots$$

Q	Δt	V	F	h_Q
m³/s	s	m³	km²	mm

Conform datelor din hidrograful scurgerii rezultă tabelul:

ora	17,30	18,00	19,00	20,00	21,00	22,00	23,00	24,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00
h_Q(mm)	0	0,75	3,15	5,70	7,10	8,00	8,60	9,00	9,24	9,42	9,54	9,61	$9{,}65 = h_Q^*$

— Retenția superficială (interceptie + acumulare în depresiuni) se apreciază la $h_R^* = 1{,}5$ mm.

— Reprezentarea grafică a pluviogramei, hidrograful scurgerii și curba debitelor cumulate se prezintă în figura 8.17, *a*, ca și pluvioragma micșorată cu h_R^*.

— Volumul total infiltrat h_U^*:

$$h_U^* = h_P^* - h_Q^* - h_R^* = 25{,}00 - 9{,}65 - 1{,}50 = 13{,}80 \text{ mm}.$$

— Volumul acumulat în rețeaua hidrografică,

$4{,}80 \times 38\,000 = 182\,400$ m³, care corespunde la o înălțime coloană de apă uniform repartizată pe BH, la

$$h = \frac{182\,400 \times 1\,000}{122{,}0 \times 10^6} = 1{,}5 \text{ mm}.$$

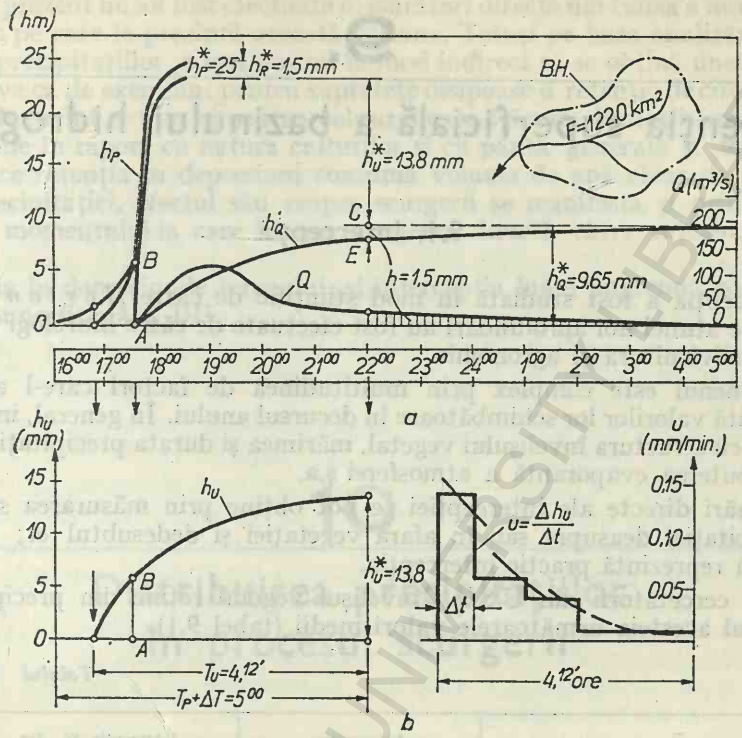


Fig. 8.17.

— Determinarea duratei fenomenului de infiltrație (fig. 8.17, *a*):

$$T_U = T_P + \Delta T - t_R = 2{,}30 + 3{,}30 - 0{,}48 = 5{,}12 \text{ ore}$$

unde $(T_p + \Delta T)$ s-a determinat prin punctul E, capăt al segmentului $CE = h = 1{,}5$ mm.

— Cele trei puncte ale curbei volumelor infiltrate au coordonatele: (0; 16,48); (6,5; 17,30); (13,80; 22,0)0, prin care se trasează curba h_U din figura 8.15, *b*.

— Intensitățile de infiltrație rezultă din relația

$$u = \Delta h_U / \Delta t$$

și au valorile din următorul tabel:

ora	16,48	17,30	18,30	19,30	22,00
u [mm/min]	0	0,14	0,06	0,04	0,01

— Parametrii globali u_c, u_0 și γ din formula Horton se pot calcula printr-o metodă de optimizare, ca de exemplu metoda micilor pătrate.

— Deoarece curba volumelor infiltrate a fost trasată în primă aproximație, rezultatul trebuie considerat în consecință. Îmbunătățirea se poate obține printr-un calcul invers și anume calculînd prin una din metodele expuse în continuare hidrograful debitelor, care trebuie să coincidă în limite admisibile cu cel real.

9.

Retenția superficială a bazinului hidrografic

9.1. Intercepția

Intercepția a fost studiată în mod științific de către *Horton* în anul 1919. De atunci noi aprofundări au fost efectuate de către hidrologi și specialiști în silvicultură și agronomie.

Fenomenul este complex prin multitudinea de factori care-l alcătuiesc și datorită valorilor lor schimbătoare în decursul anului. În general, intercepția variază cu structura învelișului vegetal, mărimea și durata precipitației atmosferice, puterea evaporantă a atmosferei ș.a.

Evaluări directe ale intercepției se pot obține prin măsurarea simultană a precipitației deasupra sau în afara vegetației și dedesubtul ei; diferența obținută reprezintă practic intercepția.

După cercetătorii din U.S.A., învelișul vegetal reține din precipitație la începutul acesteia următoarele valori medii (tabel 9.1).

Tabelul 9.1

Natura vegetației	Intercepție (mm)	Intercepție % din precipitație
Fag	—	21,8
Stejar	—	20,7
Arțar	—	22,5
Porumb	0,75	—
Bumbac	8,25	—
Cereale	3,40	—
Fînețe	2,00	—
Lucernă	2,75	—

Cifrele se referă la precipitații atmosferice importante, depășind sensibil valoarea intercepției. În general intercepția nu se ia în considerare în studiul hidrologic al BH mari și mijlocii.

9.2. Retenția în depresiunile terenului

Această retenție constituie acea parte a precipitației care este reținută în micile depresiuni izolate ale suprafeței BH. În aceste depresiuni, apa care se acumulează nu are posibilitatea de a se scurge pentru a contribui la volumul scurgerii directe, ci se epuizează fie prin evaporare, fie prin pătrundere în sol, sau prin ambele fenomene în același timp.

Pînă în prezent nu au fost efectuate măsurători directe din cauza a numeroase dificultăți pe care le prezintă această acțiune. Totuși pe baza analizării scurgerii și a precipitațiilor, a fost posibil în mod indirect să se obțină unele valori informative ca de exemplu: pentru suprafețe nisipoase o retenție de circa 5 mm, pentru cele cu lut 4 mm și pentru cele argiloase 2,5 mm. Variații importante sînt posibile în raport cu natura culturilor și cu panta generală a terenului.

Deoarece retenția în depresiuni consumă volume de apă chiar de la începutul precipitației, efectul său asupra scurgerii se manifestă și printr-o întîrziere a momentului la care începe scurgerea directă către rețeaua hidrografică.

Retenția în depresiunile terenului și intercepția luate împreună constituie retenția superficială a BH.

10

Distribuirea precipitațiilor în procesul scurgerii

10.1. Scurgerile hidrologice

O schemă de distribuire a cantității de precipitație în procesul de scurgere hidrologică — fără factorul de evapotranspirație — a fost elaborat de *R. Linsley* (fig. 10.1).

Această schemă, ca o stare întîlnită în fenomenul hidrologic, consideră o precipitație constantă și de intensitate mijlocie; ea arată în mod calitativ distribuirea în timp a precipitației între diferitele categorii de scurgeri și acumulări de apă în bazinul hidrografic respectiv.

În figura 10.1 sînt puse în evidență componentele procesului hidrologic și anume:

— *scurgerea de suprafață* sau *scurgerea directă de pe sol*, notată cu ② pe figură reprezintă afluxul de apă de pe suprafața solului BH, aflux care gravitează pe drumul cel mai scurt către ramificațiile RH și este colectat de aceasta. Scurgerea directă se produce după un oare-

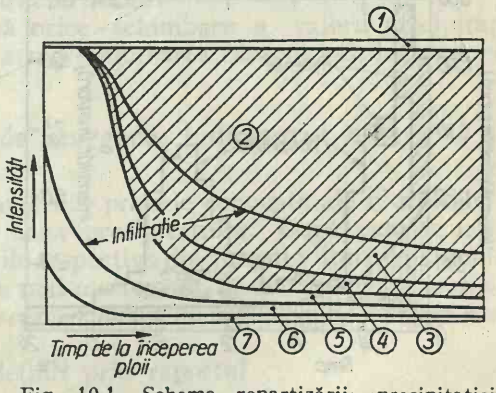


Fig. 10.1. Schema repartizării precipitației uniforme între componentele scurgerii hidrologice (minus evapotranspirația) după Linsley.

care timp de la începerea precipitației și crește în valoare odată cu trecerea timpului;

— *scurgerea intermediară* (hipodermă sau interflow) notată cu ③ reprezintă afluxul care pătrunde în zona de aerație și gravitează prin aceasta în RH. Dinamica sa este asemenea cu a scurgerii directe, dar poate interveni cu un decalaj de timp;

— *scurgerea subterană* sau *scurgerea de bază*, notată cu ④ este formată din acea parte a precipitației care are posibilitatea să pătrundă pînă în zona de saturație.

Scurgerea integrală înregistrată în profilul de control al BH (suprafața hașurată pe figură) este formată din combinarea acestor trei scurgeri parțiale, dar nu obligatoriu printr-o suprapunere în același timp, din cauza diferențelor de viteză cu care se mișcă fiecare aflux. Schema trebuie așadar considerată ca o indicație a proporțiilor între diferitele componente ale procesului scurgerii hidrologice;

— *acumularea în zona de aerație*, notată cu ⑤, este acea parte a precipitației care majorează umiditatea pămîntului din zonă,

— *acumularea sau retenția în depresiuni;* notată cu ⑥, reprezintă cantitatea de apă reținută în denivelările fără scurgere ale terenului; această apă poate fi evaporată sau infiltrată în sol;

— *interceptia* notată cu ⑦ este acea parte a precipitației care este reținută în special în timpul verii de către frunzișul copacilor;

— restul de precipitații ① cade direct pe oglinda apelor din lacuri și din RH.

Scurgerile intermediare, subterane și acumulările în zona de aerație și parțial acelea din depresiuni, trec prin faza de pătrundere a apei în sol denumită, așa cum s-a arătat, *infiltrație.*

Însumarea intercepției și a retenției în depresiuni constituie *o retenție superficială.*

Un mod diferit de a ilustra componentele grupate ale procesului de scurgere hidrologică este redat în figura 10.2, unde precipitația are o hietogramă complexă. Informativ se redă în figura 10.3 reprezentarea în axe semilogaritmice a variației celor trei categorii de scurgeri hidrologice în debite, care prin însumare conduc la scurgerea totală din profilul de control al BH. Aci trebuie

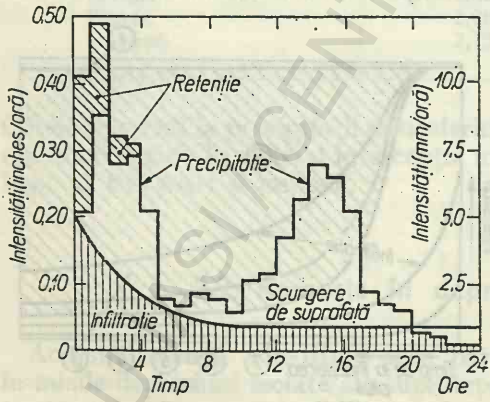


Fig. 10.2. Schema repartizării precipitației neuniforme în componentele scurgerii.

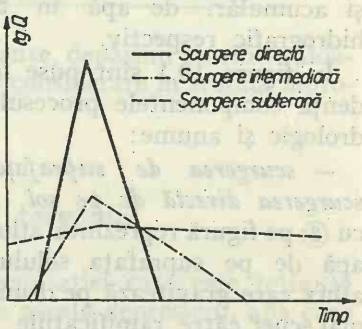


Fig. 10.3. Reprezentarea în scară semilogaritmică a scurgerilor (scurgerea directă, intermediară și de bază)

remarcată existența unei scurgeri subterane (de bază) inițiale care, în general, în procesul hidrologic crește în raport cu scurgerea directă și scurgerea intermediară. Scurgerea de bază inițială se datorește precipitațiilor anterioare.

Scurgerile hidrologice provocate de o precipitație de intensitate i, presupun aceast precipitație ca o medie uniform repartizată pe întreaga suprafață BH; nu întotdeauna însă scurgerile se colectează de pe întreaga suprafață F a BH. O situație sau alta este în funcție de raportul care există între intensitatea precipitației și capacitățile de infiltrare aflate pe suprafața considerată, fapt observat în figura 10.4, admițînd că suprafețele parțiale F_k au cîte o intensitate medie de infiltrație $\bar{u}_k$. Ordonatele reprezintă în ordine crescătoare intensitățile $\bar{u}_k$, iar absciscle, suprafețele parțiale cumulate $\sum_1^k F_k$, respectiv rapoartele $p_k = \frac{\sum_1^k F_k}{F}$ în procente.

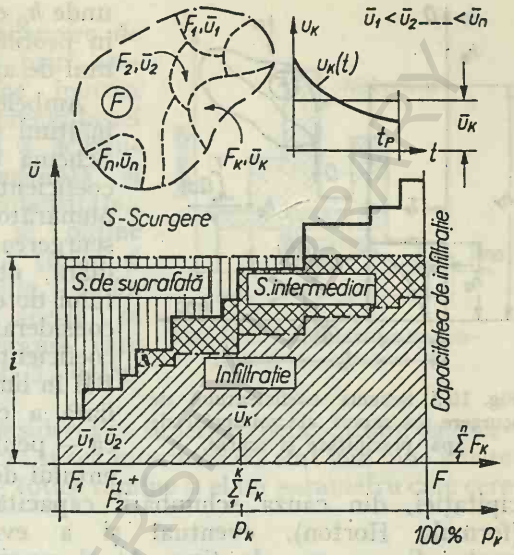


Fig. 10.4. Variația scurgerii în bazin în funcție de raportul dintre intensitatea precipitației și aceea a infiltrației.

Se vede că în funcție de orizontala $i = \text{const.}$, care reprezintă intensitatea precipitației, infiltrația este generală, în schimb scurgerea directă la suprafața solului se produce numai pe o parte din suprafața integrală a BH. Scurgerea intermediară care face parte din infiltrație este și ea prezentă doar parțial. Scurgerea subterană nu a mai fost figurată în spațiul infiltrației, dar și ea are același caracter local.

Din schemă rezultă așadar că orice schimbare a valorii precipitației și a stării capacității de infiltrație atrag schimbarea caracteristicilor scurgerii.

10.2. Coeficientul de scurgere. Indicatorul Φ

Coeficientul de scurgere face parte din primele concepte ale hidrologiei în vederea determinării scurgerii pe baza precipitațiilor. După cum se iau în considerare precipitațiile și scurgerile respective din timpul viiturilor, cumulate în decursul unui an sau ca medie a mai multor ani, se determină un *coeficient de scurgere de viitură*, *coeficient de scurgere anuală* și *coeficient de scurgere mediu multianual*.

Coeficientul de scurgere este definit prin raportul c:

$$c = \frac{h_Q}{h_P} < 1{,}0, \qquad (10.1)$$

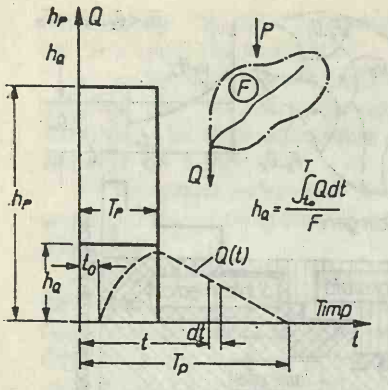


Fig. 10.5. Schema coeficientului de scurgere, ca raport al volumelor de apă precipitate și scurse.

unde h_Q este volumul de apă al scurgerii în profilul de control al BH și h_P — volumul de apă dat de precipitație.

Ambele volume sînt reprezentate prin înălțimi uniform repartizate pe BH. Schema din figura 10.5 exemplifică cazul coeficientului de scurgere al viiturii unde numărătorul ecuației (10.1) reprezintă scurgerea directă plus scurgerea intermediară, obținute din integrarea hidrografului de debit $Q(t)$ generat de precipitația considerată. Valoarea unui astfel de coeficient subunitar variază pentru același BH în limite largi, 0,2...0,8. Analiza detaliată a conceptului formulei (10.1) arată că — pentru același loc — valoarea coeficientului de scurgere variază în timpul precipitației, din cauza schimbării capacității de infiltrare a apei în sol (formula Horton), eventual și a evapotranspirației. Drept urmare, pentru fiecare pas de timp Δt al precipitației și o valoare corespunzătoare a acesteia, va exista cîte un coeficient de scurgere parțial, a cărui presupusă medie se obține prin relația (10.1) unde h_P este precipitația integrală. În literatura de specialitate mai veche se redau diferite formule de calcul, care în general au parametri arbitrari. O formulă de dată mai recentă are următoarea structură:

$$c = 1 - 2 \cdot \left(\frac{t_0}{T_P}\right)^{1/2}; \quad t_0 < T_P/4 \tag{10.2}$$

unde t_0 este timpul de la începutul precipitației pînă în momentul înregistrării scurgerii în profilul BH; T_P — durata precipitației.

Pentru coeficienții de scurgere medii multianuali există formule în componența cărora intră diferiți factori meteorologici. Așa de exemplu formula *Kreps* are expresia:

$$\bar{c} = 0{,}88 \frac{26\,\theta^\circ + 240}{P} \tag{10.3}$$

unde θ° este temperatura medie multianuală a aerului, în °C, din BH și P — precipitația medie multianuală, în mm, în același BH, iar formula *M. A. Velikanov*, expresia:

$$\bar{c} = \frac{1}{1 + (d/2)^{3,5}}, \tag{10.4}$$

unde d este deficitul mediu de umiditate al aerului (multianual), în mm col. Hg.

Ca o concluzie asupra aplicării formulelor coeficientului de scurgere trebuie reținut caracterul cu totul orientativ al rezultatelor.

O variantă a coeficientului de scurgere de viitură este propusă de *Linsley* prin așa-numitul *indicator* Φ. Aci se face ipoteza mult schematizată că în timpul precipitației suma infiltrației, a intercepției și a acumulărilor în depresiuni rămîne constantă și este egală cu Φ (în unități de intensitate). Determinarea acestui indicator se obține din hidrograful scurgerilor (fig. 10.5) și din hietograma precipitației (fig. 10.6). Cunoscînd volumul scurgerilor, acesta se transpune prin încercări pe hietogramă care segmentată astfel printr-o orizontală, determină valoarea indicatorului.

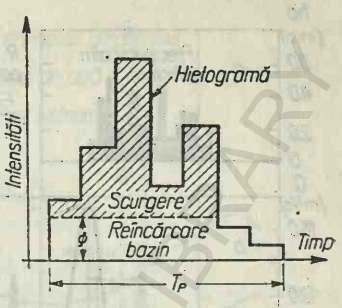


Fig. 10.6. Determinarea indicatorului de scurgere Φ.

Deși acest indicator ar putea fi considerat ca superior coeficientului de scurgere — prin aceea că scurgerea directă și cea intermediară sînt mai bine scoase în evidență în timpul precipitației — totuși rămîne și el un parametru care cere multe date pentru a fi precizat.

11.

Forma hidrografelor de viitură

Un hidrograf de viitură (debit sau nivel) sintetizează integral — sub raportul scurgerilor — toate caracteristicile precipitației atmosferice, climatice și ale BH la care a fost înregistrat. El conține în structura sa geometrică variația în timp a scurgerii directe, intermediare și subterane, care îi conferă o mare diversitate de forme, de la o epocă la alta. Cu toate acestea se pot distinge două forme principale pe care se grefează unele modificări mai mult sau mai puțin importante și anume *hidrograful singular* și *hidrograful complex*.

11.1. Hidrograful singular

Acest tip de hidrograf prezintă un singur vîrf, efect al unor precipitații relativ grupate (fig. 11.1, *a*) sau ca efect al suprapunerii unor hidrografe parțiale. Un astfel de hidrograf conține un segment al debitelor inițiale AB, un segment al creșterii maxime BD și un segment al descreșterii sau al recesiunii DH.

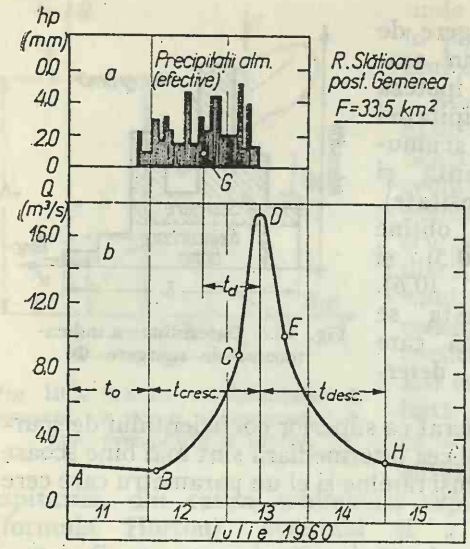


Fig. 11.1. Forma hidrografului debitelor cu un singur vîrf (singular).

Corespunzător acestor segmente se disting: timpul inițial de creștere t_0, timpul creșterii maxime t_{max} și timpul descreșterii t_{desc} ; în corelație cu precipitația se definește ca timp de decalaj t_d timpul între momentul cînd s-a produs vîrful D și momentul în care se găsește centrul de greutate al înălțimilor precipitației. Ca puncte caracteristice se mai deosebesc punctele de inflexiune C și E.

Forma segmentului BD depinde de caracteristicile precipitației, de condițiile anterioare ale bazinului și de diagrama suprafață-timp; în general este o curbă rapid crescătoare cu concavitatea în sus pînă în punctul C și cu concavitatea în jos în continuare, pînă la vîrf. Punctul maxim D reprezintă concentrarea maximă a scurgerii și în mod normal, are loc în momentul încetării precipitației sau un timp după, deși în unele cazuri anormale de precipitație, poate avea loc chiar mai înainte de momentul încetării acesteia (ploaie prelungită cu mici intensități).

Forma segmentului de descreștere DH, pînă în punctul de inflexiune E are concavitatea în jos, după care continuă să descrească cu concavitatea în sus. Acest segment reprezintă variația debitelor care se evacuează din volumul de apă acumulat pe versanți și în toate ramificațiile rețelei hidrografice, după ce precipitația a încetat.

Continuarea segmentului DH reprezintă variația scăderii debitelor provenite din alimentarea subterană, debite în general superioare celor inițiale reprezentate prin segmentul AB.

11.2. Hidrograful complex

Acest tip de hidrograf se deosebește de hidrograful singular, prin prezența a două sau trei vîrfuri proeminente. Schema hidrografului cu două vîrfuri poate prezenta două tipuri după cum cel mai mare vîrf este înaintea sau în urma vîrfului al doilea. Vîrfurile duble ale hidrografului se datoresc succesiunii precipitațiilor la intervale de timp mai mici decît terminarea scurgerii din prima precipitație, sau ca efect al combinării hidrografelor diferitelor ramificații ale rețelei hidrografice din amontele profilului unde s-a înregistrat hidrograful complex.

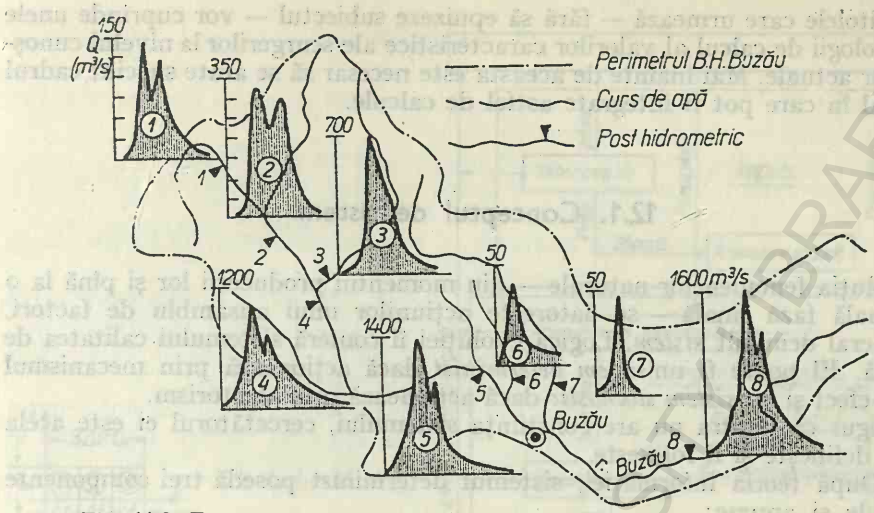


Fig. 11.2. Exemple de hidrografe (rîul Buzău în perioada 11—17 iulie 1969).

În figura 11.2 se redau spre exemplificare cîteva hidrografe [20] înregistrate în BH al rîului Buzău — în perioada 11—17 iulie 1969 — din care rezultă variația formei lor pe schemele mai sus descrise.

12.

Considerații asupra posibilităților de calcul al scurgerilor hidrologice

În capitolele 4...11, s-au analizat trăsăturile fizice și diferitele formulări analitice ale fiecărui factor, care intră direct sau indirect în formarea scurgerilor hidrologice.

Precipitațiile, infiltrația, evapotranspirația, umiditatea solului, intercepția și acumulările în depresiunile terenului ca și proprietățile fiziografice ale bazinului și rețelei hidrografice — au apărut ca fenomene complexe ale naturii, cu aspecte în parte încă insuficient cunoscute. În aceste condiții, procesul formării scurgerilor ca rezultat al acțiunii conjugate a acestor factori, include un grad de complexitate și mai accentuat.

Pentru a se obține totuși rezultate reale și cu aproximații acceptabile, este necesar în calculul scurgerilor să se facă o examinare atentă a ponderilor fiecărui factor și să se opereze în consecință simplificările indicate.

Capitolele care urmează — fără să epuizeze subiectul — vor cuprinde unele metodologii de calcul al valorilor caracteristice ale scurgerilor la nivelul cunoștințelor actuale. Mai înainte de aceasta este necesar să se arate succint cadrul general în care pot fi integrate astfel de calcule.

12.1. Conceptul de sistem

Evoluția fenomenelor naturale — din momentul producerii lor și pînă la o eventuală fază finală — se datorește acțiunilor unui ansamblu de factori, în general denumit *sistem*. Logica evoluției îi conferă sistemului calitatea de axiomă. El poate fi un *sistem determinist* dacă acționează prin mecanismul cauză-efect și un *sistem stochastic* dacă acționează prin aleatorism.

Desigur că natura nu are conștiința sistemului, cercetătorul ei este acela care-l definește și îl folosește.

— După teoria informației, sistemul determinist posedă trei componente esențiale și anume:

impulsul, acțiunea, cauza sau intrarea (input);
operatorul sau funcția de transfer;
răspunsul, reacția, efectul sau ieșirea (output).

Scurgerea hidrologică este rezultatul unui sistem determinist în care precipitația (ploaie sau topirea zăpezii) alcătuiește impulsul, bazinul hidrografic este operatorul, iar răspunsul este scurgerea însăși. Sistemul scoate în evidență rolul important pe care-l au bazinul și rețeaua hidrografică, de transformator al precipitației în debit al cursurilor de apă. În cuprinsul acestui sistem de ansamblu, se pot distinge subsisteme, cum ar fi de exemplu evaporarea apei ca răspuns la radiațiile solare ca impuls, și masa apei ca operator etc.

Scurgerea hidrologică făcînd parte din lumea reală este un fenomen neliniar. Totuși argumente de ordin economic și simplitate fac ca, în general, sistemul hidrologic să fie aproximat cu un sistem liniar și ca urmare, răspunsul total al unor impulsuri parțiale va rezulta din suprapunerea — fără interferențe — a răspunsurilor parțiale corespondente. Figura 12.1 exemplifică suprapunerea a trei hidrografe rezultate din trei precipitații impuls.

De îndată ce s-a stabilit structura sistemului sau a subsistemului, procesul pe care acestea îl reprezintă ca și componentele sale se simulează prin *modele matematice*. Desigur că în măsura în care o formulare matematică este mai simplă, dar suficient de exactă practic, este preferabilă unei formulări complicate cu un aport minim de precizie.

Calculatoarele electronice constituie în prezent un mijloc puternic de calcul, care permite în mod rapid să dea răspunsuri la o serie de ipoteze ale impulsului și ca atare oferă toate posibilitățile de confruntare a acelor răspunsuri cu realitatea.

O schemă ceva mai detaliată a sistemului hidrologic determinist este redată în figura 12.2 unde apar funcțiile principale ale impulsului, operatorului și răspunsul la aceste funcții, adică scurgerea.

— În manifestările unui fenomen natural s-a constatat încă de multă vreme, că anumite valori caracteristice ale acestui fenomen se produc cu o frecvență mai mare decît alte valori de aceeași semnificație. Mulțimea tuturor acestor valori are astfel caracterul unei variabile aleatorii. Privit sub acest

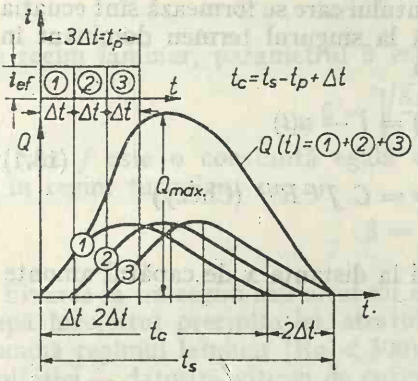


Fig. 12.1. Schema sistemului liniar determinist (suprapunerea efectelor).

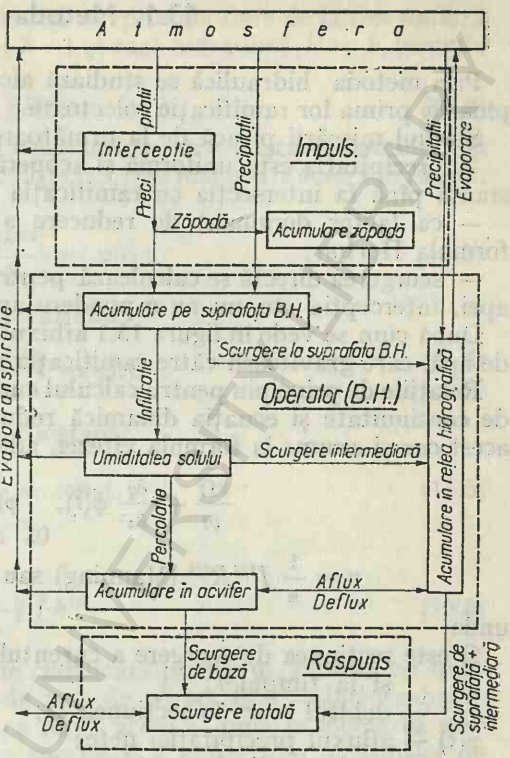


Fig. 12.2. Modelul complex al sistemului hidrologic determinist.

aspect fenomenul este guvernat de un sistem stochastic. Acest sistem este independent de sistemul determinist prin însăși conceptul său, care nu ține seama de cauzalitatea fenomenului, ci numai de probabilitatea de realizare a acestuia.

Sistemul stochastic folosește de asemenea simularea matematică, bineînțeles în sens probabilistic.

Studiul scurgerilor hidrologice în scopuri practice nu exclude combinarea celor două sisteme.

13.

Scurgerea directă de pe sol

Conținutul acestui capitol se limitează la studiul analitic al mecanismului formării și variației scurgerii directe pe solul versanților pentru prima ramificație a rețelei hidrografice.

În stadiul actual al hidrologiei problema se examinează prin prisma a două metode, ambele integrîndu-se în sistemul determinist și anume: metoda „hidraulică" și metoda răspunsului „unitar".

13.1. Metoda hidraulică

Prin metoda hidraulică se studiază aici modelul scurgerii apei pe versanți pînă la prima lor ramificație colectoare.

Studiul mișcării pleacă de la următoarele ipoteze simplificatoare:

— precipitația este uniformă și acoperă integral versantul de pantă constantă pînă la intersecția cu ramificația RH;

— ca factor dominant de reducere a precipitației este infiltrația după formula Horton;

— scurgerea directă se calculează pentru o durată scurtă în care evaporarea apei, intercepția etc. nu au o pondere apreciabilă în raport cu precipitația.

După cum se vede în figura 13.1 afluxul precipitației creează pe sol un strat de apă, care gravitează către ramificația rețelei hidrografice.

Relațiile de principiu pentru calculul curentului care se formează sînt ecuația de continuitate și ecuația dinamică redusă la singurul termen dominant în acest caz și anume la formula vitezei, adică

$$\frac{\partial \Omega}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} \varphi(t); \quad \varphi(t) = i - u(t)$$

$$v = \frac{1}{n} J^{1/2} R^{2/3} \text{ (Manning) sau } v = C\, J^{1/2} R^{1/2} \text{ (Chézy)} \tag{13.1}$$

unde

Ω este secțiunea de scurgere a curentului la distanța x de capătul amonte și la timpul t;

q — debitul scurs în secțiunea Ω;

$\varphi(t)$ — afluxul precipitației nete;

v — viteza medie în secțiunea Ω;

J — panta suprafeței libere aproximată cu panta versantului;

R — raza hidraulică;

n — coeficientul Manning;

C — coeficientul Chézy;

i — intensitatea constantă a precipitației;

$u(t)$ — funcția intensității de infiltrație (Horton).

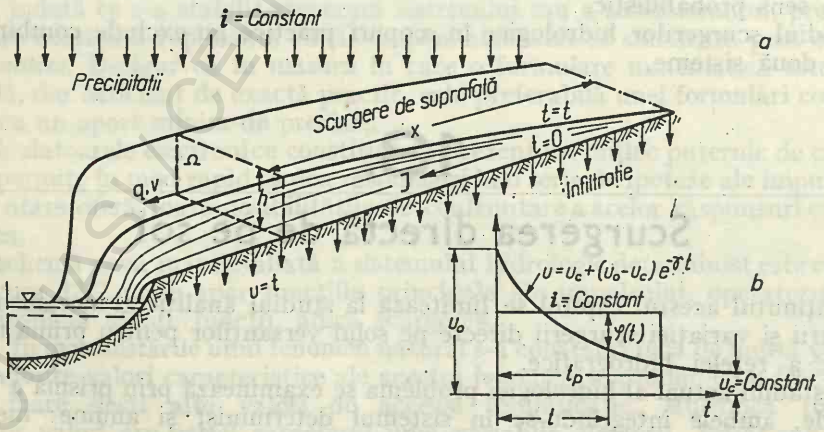


Fig. 13.1. Scurgerea directă pe versanți.

Particularizînd ec. (13.1) la cazul unei fîşii dreptunghiulare de *lăţime unitară* şi la un curent de apă de secţiune $\Omega = h \cdot 1$ şi rază hidraulică $R = h$, formula vitezei ia forma

$$v = \beta h^{1/2}, \tag{13.2}$$

unde β este un parametru cu valoare constantă pentru mişcarea laminară şi variabilă pentru mişcare turbulentă; ecuaţia (13.1) se mai poate scrie sub forma:

— pentru mişcarea laminară:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \beta \frac{\partial (h^{3/2})}{\partial x} = \varphi(t); \tag{13.3}$$

— pentru mişcarea turbulentă cu β variabil:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial (\beta h^{3/2})}{\partial x} = \varphi(t). \tag{13.4}$$

În regim laminar, parametrul β este constant:

$$\beta = \sqrt{\frac{8gJ}{f}} = \text{const.}; \tag{13.5}$$

în care f este o constantă egală cu 20 şi în regim turbulent

$$\beta = \frac{1}{n}\sqrt{J} \cdot h^{1/6}. \tag{13.6}$$

Fixarea la un regim sau altul nu este clarificată pe deplin. Pînă la un timp după începutul precipitaţiei, stratul de apă de pe sol fiind relativ subţire, domină regimul laminar (Re < 300), ca după aceea — pînă la încetarea precipitaţiei — datorită vitezei de curgere sporită şi a impactului picăturilor de ploaie să se transforme în regim turbulent. După încetarea ploii se revine la regimul iniţial laminar. Alegerea regimului de scurgere rămîne subiectiv, atît timp cît nu există o formulare unică globală.

Structura complexă a ecuaţiilor (13.3) şi (13.4) nu permite o soluţionare analitică directă, ci numai indirectă pe calea numerică a teoriei diferenţelor finite. În cele ce urmează din metodele existente se vor reţine numai formulele de transformare mai simplificate avînd în vedere unele incertitudini de care sînt afectaţi înşişi factorii cauzali ai fenomenului şi intenţia de a scoate în evidenţă în special trăsăturile importante ale fenomenului.

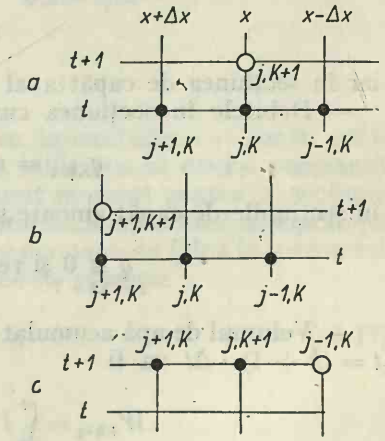


Fig. 13.2. Schema de calcul în diferenţe finite a ecuaţiei (13.3).

13.1.1. Cazul regimului laminar

În diferenţe finite ecuaţia (13.3) se poate scrie în secţiune curentă (fig 13. 2, *a*):

$$h_{j,k+1} = h_{j,k} - \tag{13.7}$$

$$- \Delta t \left[\beta \frac{h_{j+1,k}^{3/2} - h_{j-1,k}^{3/2}}{2\,\Delta x} - \frac{1}{2}(\varphi_{j,k} + \varphi_{j,k+1}) \right]$$

unde

Δx și Δt reprezintă pasul de distanță, respectiv pasul de timp;

$h_{j,k+1}$ — adîncimea curentului la distanța $x = j \cdot \Delta x$ și la timpul $t = (k + 1)\Delta t$;

$h_{j,k}$ — adîncimea curentului la $x = j \cdot \Delta x$ și la timpul $t = k \cdot \Delta t$;

$\varphi_{j,k}$ și $\varphi_{j,k+1}$ — valoarea funcției de alimentare $\varphi(t)$ la distanța $x = j \cdot \Delta x$ și la timpul $t = k \cdot \Delta t$, respectiv $t = (k + 1) \cdot \Delta t$; $j = 1,2 \ldots m$; $k = 1,2 \ldots n$.

$h_{j+1,k}$ și $h_{j-1,k}$ — valori ale adîncimilor la distanța $x = (j + 1)\,\Delta x$, respectiv $x = (j - 1)\Delta x$, ambele la $t = k\Delta t$.

Asigurarea stabilității calculului se obține din următoarea relație între pasul de timp și pasul de distanță:

$$\frac{\Delta t}{\Delta x} \leqslant \frac{1}{v + \sqrt{g h_{med}}}, \tag{13.8}$$

unde v este viteza medie (apreciată inițial), h_{med} — adîncimea medie (apreciată) și g — accelerația gravitațională.

În secțiunea finală din aval (aproape de ramificație) formula de calcul după schema din figura 13.2, *b* este:

$$h_{j+1,k+1} = h_{j+1,k} - \Delta t \left[\beta \frac{h_{j+1,k}^{3/2} - h_{j,k}^{3/2}}{2 \cdot \Delta x} - \frac{1}{2} (\varphi_{j+1,k+1} + \varphi_{j+1,k}) \right]. \tag{13.9}$$

În capătul amonte se poate scrie condiția de margine că tangenta la suprafața liberă este nulă (fig. 13.2, *c*):

$$h_{j-1,k+1} = h_{j,k+1} - J \cdot \Delta x, \tag{13.10}$$

unde J este panta versantului.

— Vitezele se obțin conform cu ecuația (13.2) pentru secțiunea curentă

$$v_{j,k+1} = \beta h_{j,k+1}^{1/2}, \tag{13.11}$$

iar în secțiunea de capăt aval se introduce adîncimea h după (13.9).

— Debitele în secțiunea curentă vor fi:

$$q_{j,k+1} = v_{j,k+1} \cdot h_{j,k+1} \cdot 1 = \beta h_{j,k+1}^{3/2} \tag{13.12}$$

în secțiunile de capăt amonte și aval

$$q_{j-1,k+1} \cong 0 \text{ și respectiv } q_{j+1,k+1} = \beta h_{j+1,k+1}^{3/2}$$

— Volumul de apă acumulat pe lungimea totală l a versantului și la timpul $t = (k + 1) \cdot \Delta t$ va fi

$$W_{l,k+1} = \int_0^l l \cdot h \cdot \mathrm{d}x \cong \sum_{j=1}^{m} h_{j,k+1} \cdot \Delta x, \tag{13.13}$$

unde $m = l/\Delta x$.

Volumul maxim acumulat (detenția) se va realiza în momentul t_p în care precipitația a încetat, adică

$$max\ W_{l,t_p} \cong \sum_{j=1}^{m} h_{j,k} \cdot \Delta x, \tag{13.14}$$

unde $k = t_p$.

13.1.2. Cazul regimului turbulent

În același procedeu numeric de calcul al diferențelor finite, ecuația (13.4) cu considerarea relației (13.6) se poate scrie sub forma:

$$h_{j,k+1} = h_{j,k} - \Delta t \left[\frac{\sqrt{J}}{n} \frac{h_{j+1,k}^{5/3} - h_{j,k}^{5/3}}{2\,\Delta x} - \frac{1}{2}(\varphi_{j,k} + \varphi_{j,k+1}) \right] \tag{13.15}$$

Formulele corespunzătoare vitezei medii, a debitului și a detenției sînt:

$$\begin{aligned} v_{j,k+1} &= \frac{\sqrt{J}}{n} h_{j,k+1}^{2/3} \qquad j = 1,2 \ldots m \\ q_{j,k+1} &= v_{j,k+1} \cdot h_{j,k+1} \qquad k = 1,2 \ldots n \\ W_{l,t_p} &\cong \sum_{j=1}^{m} h_{j,k} \cdot \Delta x;\ k = t_p \end{aligned} \tag{13.16}$$

Valorile coeficientului Manning n se apreciază după C. M a t e e s c u [21] cu următoarele date:

sol fără vegetație	$n =$	0,017 s/m $^{1/3}$
sol cu pășune cu iarbă		0,030 s/m $^{1/3}$
sol cu cereale		0,035 s/m $^{1/3}$
crînguri cu tufăriș		0,055 s/m $^{1/3}$
pădure, după desimea arborilor		0,060... 0,100 s/m $^{1/3}$
teren stîncos		0,200 s/m $^{1/3}$

13.1.3. Mișcarea permanentă (de echilibru)

Dacă precipitația care acoperă versantul cu intensitatea i = const. are o durată destul de mare ($t_p >$ timpul necesar ca infiltrația să devină constantă u_c din formula Horton), atunci de la un anumit moment pentru o secțiune dată se stabilește o stare de echilibru în care profilul longitudinal al suprafeței libere rămîne invariabil. În acest caz de mișcare permanentă (pînă în momentul încetării precipitației) ecuația (13.4) se reduce la expresia

$$\frac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}x}(\beta h^{3/2}) = \alpha \cdot i, \tag{13.17}$$

unde

$$\alpha = \frac{i - u_c}{i} < 1,0 \quad \text{și} \quad \beta = \frac{1}{n}\sqrt{J} \cdot h^{1/6}.$$

Din ecuația (13.17) rezultă forma parabolică a adîncimii curentului în regim turbulent:

$$h_x = \left[\frac{\alpha \cdot n \cdot i}{\sqrt{J}}\, x\right]^{3/5}. \tag{13.18}$$

Viteza medie și debitul într-o secțiune de scurgere de la distanța x vor fi respectiv:

$$v_x = \frac{\sqrt{J}}{n}\left(\frac{\alpha \cdot n \cdot i}{\sqrt{J}}\, x\right)^{2/5}; \quad q = \alpha \cdot i \cdot x, \tag{13.19}$$

iar în secțiunea de la capătul aval al versantului unde $x = l$

$$v_l = \frac{\sqrt{J}}{n}\left(\frac{\alpha \cdot n \cdot i}{\sqrt{J}}\, l\right)^{2/5}; \quad q = \alpha \cdot i \cdot l. \tag{13.20}$$

Viteza medie a curentului de-a lungul versantului rezultă din

$$\bar{v} = \frac{1}{l}\int_0^l v_x \, dx = \frac{5}{7}(\alpha \cdot i)^{2/5}\left(\frac{\sqrt{J}}{n}\right)^{3/5} \cdot l^{2/5}, \tag{13.21}$$

iar timpul mediu de parcurs al unei particule pe întreg traseul

$$\bar{t}_v = \frac{l}{v} = \frac{7}{5}\,\frac{l^{3/5}}{(\alpha \cdot i)^{2/5}\left(\frac{\sqrt{J}}{n}\right)^{3/5}}. \tag{13.22}$$

Volumul de apă acumulat în profilul longitudinal conform ecuației (13.18), pe unitatea de lățime, este:

$$W = \frac{5}{8}\left(\frac{\alpha \cdot n \cdot i}{\sqrt{J}}\right)^{3/5} l^{8/5}. \tag{13.23}$$

13.1.4. Aplicații și concluzii la metodologia hidraulică

Pentru a scoate în evidență trăsăturile generale ale scurgerii directe de pe sol, autorul în colaborare cu *L. Ilie* au pus în aplicare relațiile mai înainte expuse, după cum urmează.

Exemplul 13.1 Considerînd mișcarea în regim laminar — pentru simplificarea problemei — se studiază pentru datele de mai jos, următoarele aspecte: profilul longitudinal al suprafeței libere a curentului de apă pentru cîteva valori ale timpului; variația debitului în timp și spațiu, viteza medie în secțiunea finală și volumul de apă acumulat pe versant.

Lungimea versantului $l = 180$ m; panta uniformă $J = 0{,}01$; parametrul $f = 20$; intensitatea precipitației $i = 0{,}40$ mm/min; durata precipitației $t_p = 120$ min, formula Horton a intensității de infiltrații în date concrete:

$$u(t) = 0{,}10 + 0{,}30\, e^{-0{,}06\, t} \quad [\text{mm/min}].$$

de unde funcția de alimentare (ec. 13.1)

$$\varphi(t) = 30\ (1 - e^{-0{,}06\, t})\ \text{mm/min}; \qquad 0 < t < t_p;$$

$$\varphi(t) = -\ (10 - 0{,}30\ e^{-0{,}06\, t})\ \text{mm/min} \qquad t > t_p.$$

Calcularea valorilor după relațiile (13.9) și (13.12) s-a efectuat la calculatorul electronic pe baza unui program corespunzător. În acest program raportul pașilor de timp și distanță $\Delta t/\Delta x = 1/10$, adică $\Delta x = 10$ m și $\Delta t = 1$ min.

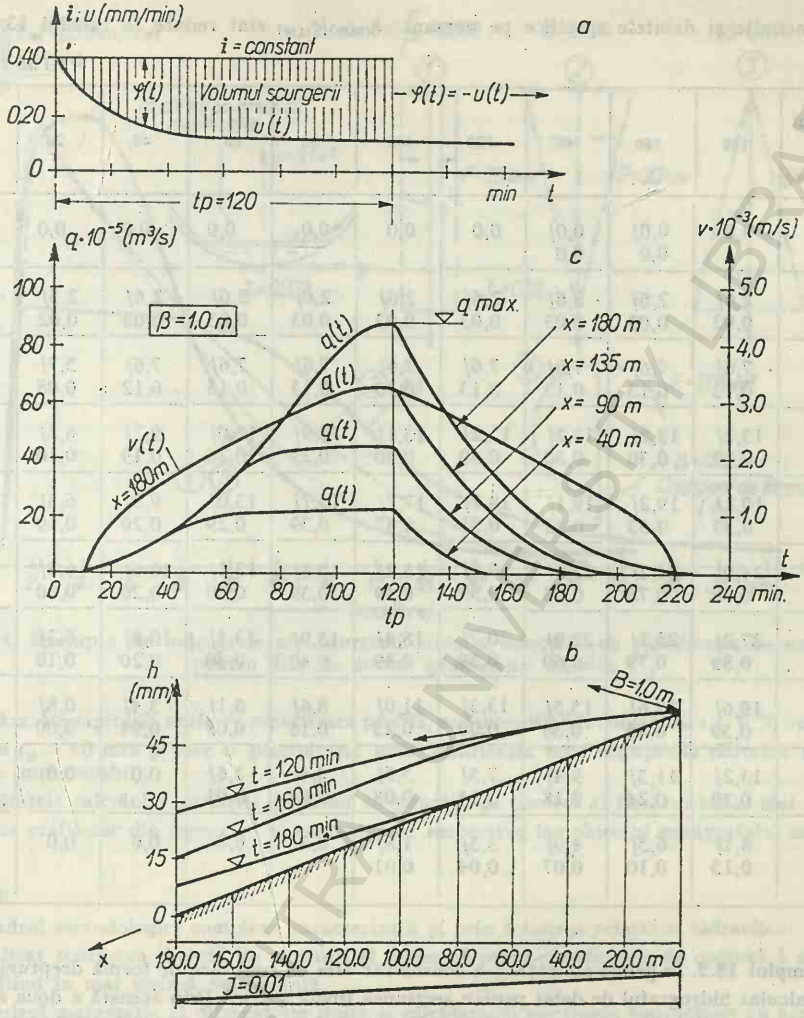


Fig. 13.3. Exemplu de calcul al scurgerii directe pe versanți:

a — graficul intensității precipitației, infiltrației și volumului scurgerii directe; *b* — profile longitudinale ale suprafeței libere; *c* — hidrografe de debite și variația vitezei.

Rezultatele calculelor sînt redate grafic în figura 13.3, unde se vede profilul longitudinal al suprafeței libere (fig. 13.3, *b*) la timpul $t = 60$ min, la $t = t_p = 120$ min și după încetarea precipitațiilor la $t = 180$ min. De asemenea în figura 13.3, *c* se arată hidrografele de debit la $x = 40$; 90; 135 m și la capătul aval $x = 180$ m; în această ultimă secțiune de scurgere se redă și variația vitezei medii în raport cu timpul.

Volumul W acumulat pe aria de lățime unitară a versantului s-a calculat numai cu relațiile corespunzătoare mișcării permanente în regim laminar cu $\beta = \text{const.}$,

$$h = \left(\alpha \sqrt{\frac{f}{8g \cdot J}}\, i \cdot x\right)^{2/3}; \quad \alpha = \frac{i - u_c}{i}; \quad W_l = \frac{3}{5}\left(\alpha \sqrt{\frac{f}{8g \cdot J}}\, i\right)^{2/3} \cdot l^{5/3} \qquad (13.24)$$

și a rezultat pe unitatea de lățime, pentru $u_c = 0{,}10$ mm/min și $\alpha = 0{,}75$:

$$W = 2{,}70 \text{ m}^3.$$

Adîncimile și debitele specifice pe versant: $h_{(mm)}/q_{(l/s)}$ sînt redate în tabelul 13.1.

Tabelul 13.1

t (min) \ x (m)	180	160	140	120	100	80	60	40	20	0
0	0,0	0,0/ 0,0	0,0/ 0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
20	2,6/ 0,03	2,6/ 0,03	2,6/ 0,03	2,6/ 0,03	2,6/ 0,03	2,6/ 0,03	2,6/ 0,03	2,6/ 0,03	2,5/ 0,02	0,0/ 0,0
40	7,6/ 0,13	7,6/ 0,13	7,6/ 0,13	7,6/ 0,13	7,6/ 0,13	7,6/ 0,13	7,6/ 0,13	7,6/ 0,12	5,7/ 0,08	0,0/ 0,0
60	13,2/ 0,30	13,2/ 0,30	13,2/ 0,30	13,2/ 0,30	13,1/ 0,30	12,9/ 0,29	12,0/ 0,26	9,7/ 0,19	6,2/ 0,10	0,0/ 0,0
80	19,2/ 0,53	19,2/ 0,53	19,1/ 0,52	18,7/ 0,51	17,7/ 0,47	15,7/ 0,39	13,0/ 0,29	9,9/ 0,20	6,3/ 0,10	0,0/ 0,0
100	24,9/ 0,78	24,2/ 0,75	22,9/ 0,68	20,8/ 0,59	18,4/ 0,49	15,8/ 0,39	13,1/ 0,30	10,0/ 0,20	6,3/ 0,10	0,0/ 0,0
120	27,2/ 0,89	25,1/ 0,79	22,9/ 0,69	20,7/ 0,59	18,4/ 0,49	15,9/ 0,40	13,1/ 0,30	10,0/ 0,20	6,3/ 0,10	0,0/ 0,0
140	19,6/ 0,59	17,6/ 0,46	15,5/ 0,38	13,3/ 0,30	11,0/ 0,23	8,6/ 0,16	6,1/ 0,09	3,4/ 0,04	0,8/ 0,00	0,0/ 0,0
160	13,2/ 0,30	11,3/ 0,24	9,4/ 0,18	7,5/ 0,13	5,5/ 0,08	3,4/ 0,04	1,6/ 0,01	0,0	0,0	0,0/ 0,0
180	8,1/ 0,15	6,5/ 0,10	4,9/ 0,07	3,3/ 0,04	1,8/ 0,01	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0

Exemplul 13.2. În prima aplicație s-a considerat aria de colectare de formă dreptunghiulară și s-a calculat hidrograful de debit pentru secțiunea finală a ariei. Prin această a doua aplicație se trece la faza următoare și anume la studiul hidrografului colectat de o ramificație de ordinul 1, de pe bazine hidrografice de diferite forme geometrice, dar toate de aceeași valoare a suprafeței. Hidrografele respective vor forma o bază de discuție asupra modificărilor operate prin forma plană a ariei versanților după care ramificația rețelei colectează scurgerea directă.

Metodologia de calcul pornește de asemenea de la relațiile (13.1), dar după un program la calculator diferit.

Noul program cuprinde afluxurile de pe versanți de pe fișii de lungimi variabile, afluxuri care constituie termenul al doilea al egalității din ecuația de continuitate și ia în considerare forma albiei de scurgere a ramificației, rapoarte variabile $\Delta t/\Delta x$ etc.

Datele aplicației sînt următoarele: bazinele hidrografice sînt în număr de patru și anume unul dreptunghiular, unul circular și două triunghiulare (fig. 13.4). Suprafața fiecărui BH este $F = 20$ km^2 cu panta versanților 0,01. Albia este parabolică cu ordonate $y = 0{,}1x^2$ unde x sînt abscise; panta longitudinală 0,002 și coeficient Manning $n = 0{,}03$ s/m$^{1/3}$. Pentru bazinele hidrografice dreptunghi și triunghi, lungimea ramificației este de $l = 8{,}8$ km, iar pentru cerc

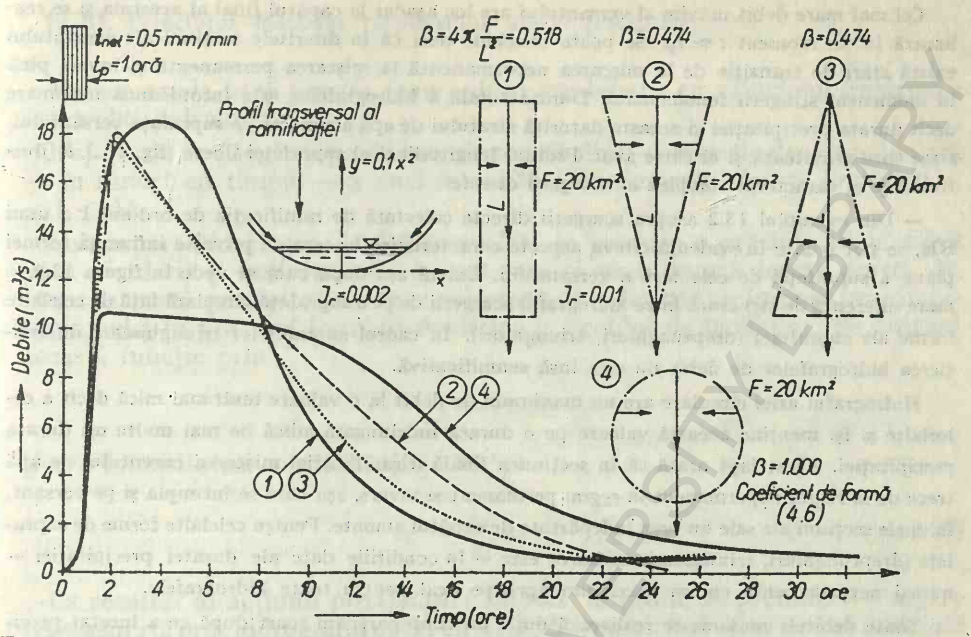


Fig. 13.4. Exemplu de hidrografe ale scurgerii directe colectată de ramificația de ordinul 1 pentru BH de forme geometrice diferite.

l = 5,0 km. Precipitația uniform repartizată pe BH, are intensitatea constantă i = 0,50 mm/min și durata t_p = 60 min și este o precipitație netă (infiltrația este neglijabilă datorită solului presupus impermeabil).

Rezultatele calculului variației debitelor în punctul de control al fiecărui bazin sînt redate sub forma graficelor din figura 13.4; comentariile respective fac obiectul paragrafului care urmează.

Concluzii

În cadrul metodologiei complexe caracterizată și prin folosirea relațiilor hidraulice (13.1), s-au analizat scurgerea directă pe versanți și aceea aferentă ramificației de ordinul 1 al RH, ambele fiind în mai strînsă dependență.

Procedeul matematic al diferențelor finite și calculatorul electronic s-au folosit cu acel grad de aproximație, care să permită totuși evidențierea unor trăsături esențiale ale fenomenului. Sînt desigur posibilități să se obțină și mai bune exactități, introducînd pante variabile, precipitație variabilă, secțiuni de scurgere variabile etc; toate acestea complică însă așa de mult programarea, încît necesită un timp prea lung la calculator, care trebuie să aibă o capacitate foarte mare. Aceste dificultăți importante fac dealtfel ca — în mod curent — relațiile hidraulice menționate să nu mai poată fi rațional folosite pentru ramificații de ordin superior al RH, ci să se aplice alte metode.

Referitor la rezultatele obținute prin analiza din paragrafele 13.1.4. și 13.1.5 se observă:

— În lungul versantului hidrograful scurgerii directe crește în importanță prezentînd totodată forme diferite (exemplul 13.1). Ramurile crescătoare ale hidrografelor au o dinamică aproape comună pe cea mai mare parte și se distanțează fiecare numai în vecinătatea debitului maxim. Cu cît secțiunea de scurgere este mai apropiată de capătul amonte al versantului cu atît debitul maxim respectiv se menține mai îndelungat (mișcare permanentă) așa cum apare în figura 13.3, c pentru x = 40...90 m.

Cel mai mare debit maxim al versantului are loc aşadar la capătul final al acestuia şi se realizează la un moment $t \approx t_p$. Se poate conchide deci că în diferitele secţiuni ale versantului există stări de tranziţie de la mişcarea nepermanentă la mişcarea permanentă şi invers pînă în momentul stingerii fenomenului. Durata totală a hidrografelor este întotdeauna mai mare decît durata precipitaţiei şi aceasta datorită stratului de apă acumulat pe suprafaţa versantului, strat care gravitează şi el către aval. Profilul longitudinal al suprafeţei libere (fig. 13.3, *b*) ilustrează şi el caracterul complex al scurgerii directe.

— Din exemplul 13.2 asupra scurgerii directe colectată de ramificaţia de ordinul 1 a unui RH, se pot scoate în evidenţă cîteva aspecte caracteristice în ceea ce priveşte influenţa formei plane a suprafeţei de colectare a versantului. Există aşa după cum se vede în figura 13.4, o mare diferenţă de structură între hidrograful scurgerii de pe o suprafaţă circulară faţă de celelalte forme ale suprafeţei (dreptunghiuri, triunghiuri). În cadrul suprafeţelor triunghiulare diferenţierea hidrografelor de debit nu este însă semnificativă.

Hidrograful ariei circulare are un maximum de debit la o valoare mult mai mică decît a celorlalte şi îşi menţine această valoare pe o durată îndelungată adică de mai multe ori durata precipitaţiei. Acest fapt arată că în secţiunea finală a ramificaţiei mişcarea curentului de apă trece de la regim nepermanent în regim permanent şi invers, aşa cum se întîmplă şi pe versant, în unele secţiuni ale sale nu prea îndepărtate de capătul amonte. Pentru celelalte forme de suprafeţe (dreptunghiuri, triunghiuri) mişcarea este — în condiţiile date ale duratei precipitaţiei — numai nepermanentă cu un maximum aproape egal pentru toate hidrografele.

Toate debitele maxime se realizează după un timp oarecum scurt după ce a încetat precipitaţia, ceva mai tîrziu însă în cazul dreptunghiului. Durata totală a scurgerii directe prin secţiunea finală a ramificaţiei este sensibil mai mare în cazul ariei circulare decît a celorlalte arii; aceasta înseamnă că forma circulară are o mai mare posibilitate de acumulare decît celelalte şi deci o distribuţie a debitelor mai echilibrată.

În final şi ca o apreciere mai generală se poate afirma că în măsura în care coeficientul de formă al BH dat prin relaţia (4.6) se micşorează — păstrînd celelalte condiţii egale — scurgerea directă are o distribuţie cu amplitudine mai mare şi cu durată mai mică.

13.2. Metoda răspunsului „unitar"

Dacă metoda hidraulică prin relaţiile sale clasice (13.1) corespunde exigenţelor de principiu, totuşi aplicarea ei în calcularea scurgerii directe prezintă de multe ori o importantă dificultate în atribuirea de valori concrete numeroşilor parametri care definesc starea de umiditate a solului şi infiltraţia. În prezent nu se dispune de suficiente date asupra acestor parametri şi în unele cazuri nici nu este indicat economic să se întreprindă determinări „in situ". În plus, folosirea calculatoarelor electronice poate deveni oneroasă pentru studiul scurgerii directe în RH de ordin superior prin timpul exagerat cerut de asemenea operaţii.

Metoda recentă a *răspunsului unitar* înlocuieşte formulele hidraulice şi parte din parametrii metodei hidraulice, cu o relaţie directă între cauză şi efect, sub forma unei expresii globale deduse din teoria impulsului cu frecvente aplicaţii în procesele liniare.

13.2.1. Principiul metodei răspunsului unitar [HU; Δt]

Metoda are la bază *funcția de impuls* în combinație cu principiul *liniarității* sistemelor hidrologice.

După cum se știe, funcția de impuls constă dintr-o variație dreptunghiulară — în raport cu timpul — a unei intensități, în domeniul foarte limitat $0 < t < \Delta t$.

Sub raport hidrologic, dacă într-un BH se produce o precipitație efectivă (fără pierderi) și uniformă, cu $h_0 = 1$ mm și pe o durată foarte scurtă Δt, atunci această precipitație este considerată ca o funcție de impuls (precipitație impuls) în procesul formării debitelor la profilul de închidere. Se notează această funcție prin

$$y = y(\Delta t)$$

și are intensitatea constantă (fig. 13.5):

$$i_0 = \frac{h_0}{\Delta t} = \frac{1}{\Delta t}. \tag{13.25}$$

Ca rezultat al acțiunii *precipitației impuls*, în profil, se produce o scurgere reprezentată prin hidrograful notat cu [HU; Δt], numit *hidrograf unitar de durată Δt a precipitației*. Această scurgere are același volum reprezentat prin coloana $h_0 = 1$ mm; ca o funcție în raport cu timpul $t = k \cdot \Delta t$, se exprimă prin

$$Y = Y(k \cdot \Delta t).$$

Dacă în BH considerat se admite acum o precipitație efectivă de aceeași durată Δt, dar cu un volum diferit $h = i \cdot \Delta t \neq h_0$, precipitația va genera scurgeri concretizate printr-un hidrograf $q(k \cdot \Delta t)$ de aceeași durată ca și [HU; Δt], dar cu mărimi de ordonate diferite.

În ipoteza liniarității sistemului, va exista între cele două hidrografe relația principială:

$$q(k \cdot \Delta t) = [Y(k \cdot \Delta t)]\frac{h}{h_0}; \quad h_0 = 1 \tag{13.26}$$

sau

$$q(k \cdot \Delta t) = [Y(k \cdot \Delta t)] \cdot i \cdot \Delta t.$$

De aci rezultă că ordonatele hidrografului provenit din precipitația de durată Δt, la $t = k.\Delta t$, se pot calcula cu ordonatele lui [HU; Δt] prin relația de proporționalitate:

$$\underset{t = k \cdot \Delta t}{q} = [Y(k \cdot \Delta t)]i \cdot \Delta t; \quad k = 1, 2, 3 \ldots n \tag{13.27}$$

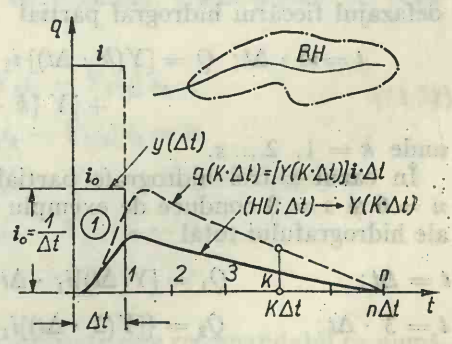


Fig. 13.5. Hidrograful unitar elementar de durată a precipitației Δt și intensitate $1/\Delta t$.

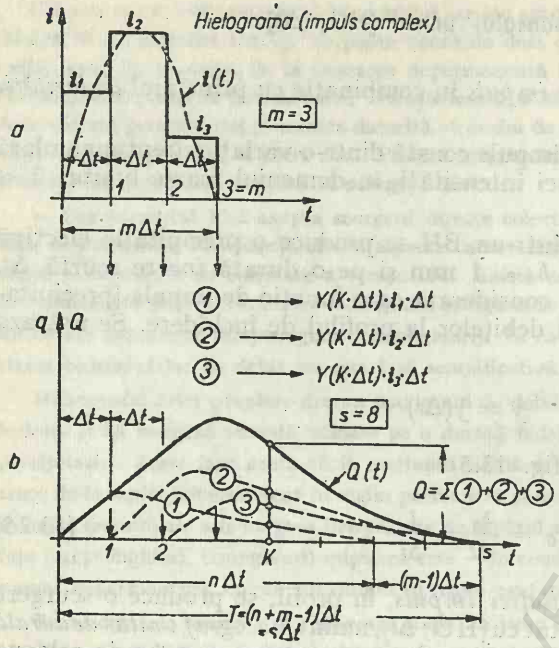


Fig. 13.6. Hidrograf rezultat din suprapunerea hidrografelor parțiale:
a — hietograma descompusă în intensități parțiale; *b* — suprapunerea hidrografelor fiecărei intensități.

Prin extinderea principiului liniarității apar în continuare consecințele:

— impulsurile parțiale egale obținute prin fragmentarea unui impuls complex de durată mare $m.\Delta t$ cu $m = 2, 3, \ldots$ produc *răspunsuri parțiale* după relația de principiu (13.26);

— fiecare răspuns parțial are aceeași origină a timpului ca și a impulsului parțial care-l generează;

— prin suprapunerea răspunsurilor parțiale defazate se obține răspunsul impulsului complex.

În figura 13.6 se exemplifică aceste consecințe pentru cazul unei precipitații efective — ca impuls complex — fragmentat în trei precipitații impuls ($m = 3$), respectiv cu intensitățile i_1, i_2, i_3.

Răspunsurile parțiale au fiecare durata $n \cdot \Delta t$ — în exemplu $n = 6$ — și sînt defazate cu Δt. Răspunsul total, respectiv hidrograful scurgerii se realizează prin însumarea ordonatelor din aceeași abscisă. Durata acestui hidrograf va fi:

$$T = (6 + 3 - 1) \cdot \Delta t = 8 \cdot \Delta t; \quad s = 8. \tag{13.28}$$

Prin generalizare se obține:

$$T = (n + m - 1) \cdot \Delta t = s \cdot \Delta t,$$

iar valoarea la timpul $t = k \cdot \Delta t$ prin suma ordonatelor — ținînd seama de defazajul fiecărui hidrograf parțial

$$t = k \cdot \Delta t; \; Q = [Y(k \cdot \Delta t)]\, i_1 \cdot \Delta t + [Y\{k - 1\} \cdot \Delta t]\, i_2 \cdot \Delta t + \\ + [Y\{k - 2\}\, \Delta t]\, i_3 \cdot \Delta t \ldots \tag{13.29}$$

unde $k = 1, 2 \ldots s$.

În cazul a trei hidrografe parțiale (fig. 13.6), aplicarea formulei pentru $n = 6$ și $s = 8$ conduce de exemplu la următoarele valori ale unor ordonate ale hidrografului total

$$\begin{aligned} t &= \Delta t; & Q_1 &= [Y(\Delta t)] i_1 \cdot \Delta t + 0 + 0; \\ t &= 3 \cdot \Delta t; & Q_3 &= \{[Y(3 \cdot \Delta t)] i_1 + [Y(2 \cdot \Delta t)]\, i_2 + [Y(\Delta t)]\, i_3\}\, \Delta t; \\ t &= 6 \cdot \Delta t; & Q_6 &= 0 + \{[Y(5 \cdot \Delta t)] \cdot i_2 + [Y(4 \cdot \Delta t)] \cdot i_3\}\, \Delta t. \end{aligned} \tag{13.30}$$

Apariția valorii zero rezultă din inexistența — prin defazaj — la acel timp a celorlalte hidrografe parțiale.

Din sistemul de relații (13.30) — cunoscîndu-se valorile debitelor Q_k ale hidrografului măsurat — se pot calcula ordonatele hidrografului unitar $Y(\Delta t)$, $Y(2 \cdot \Delta t) \ldots Y[(s-m) \cdot \Delta t]$. Pentru aceasta este indicată folosirea teoriei micilor pătrate, prin realizarea condiției:

$$F = \sum_{k=1}^{s} [Y(k \cdot \Delta t) - Q_k]^2 \rightarrow \min. \tag{13.31}$$

pentru care trebuie

$$\frac{\partial F}{\partial [Y(k \cdot \Delta t)]} = 0; \quad k = 1, 2 \ldots (s-m).$$

Ultima expresie permite formarea unui sistem liniar de $(s-m)$ ecuații cu $(s-m)$ necunoscute, respectiv ordonatele lui [HU; Δt]; ordonatele din origină și cea finală fiind nule (fig. 13.6, *b*).

În cazul exemplificării de mai înainte cu $s = 8$; $m = 3$ și notînd pentru simplificarea scrierii $Y(k \cdot \Delta t)$ cu Y_k, se obține mai întîi sistemul liniar nedeterminat de 7 ecuații cu 5 necunoscute (13.30) și anume:

$$\begin{cases} t = 0 \quad ; & Q_0 = 0 \\ t = 1 \cdot \Delta t; & Q_1 = Y_1 i_1 \cdot \Delta t \\ t = 2 \cdot \Delta t; & Q_2 = [Y_2 i_1 + Y_1 i_2]\, \Delta t \\ t = 3 \cdot \Delta t; & Q_3 = [Y_3 i_1 + Y_2 i_2 + Y_1 i_3]\, \Delta t \\ t = 4 \cdot \Delta t; & Q_4 = [Y_4 i_1 + Y_3 i_2 + Y_2 i_3]\, \Delta t \\ t = 5 \cdot \Delta t; & Q_5 = [Y_5 i_1 + Y_4 i_2 + Y_3 i_3]\, \Delta t \\ t = 6 \cdot \Delta t; & Q_6 = [Y_5 i_2 + Y_4 i_3]\, \Delta t \\ t = 7 \cdot \Delta t; & Q_7 = Y_5 i_3 \cdot \Delta t \\ t = 8 \cdot \Delta t; & Q_8 = 0 \end{cases} \tag{13.31'}$$

Derivînd expresia (13.31) se obține de exemplu, ținînd seama de ecuația (13.31')

$$\begin{aligned} \frac{\partial F}{\partial Y_1} &= (Q_1 - Y_1 i_1)\, i_1 + (Q_2 - Y_2 i_1 - Y_1 i_2)\, i_2 + \\ &\quad + (Q_3 - Y_3 i_1 - Y_2 i_2 - Y_1 i_3)\, i_3 = 0 \\ \frac{\partial F}{\partial Y_2} &= (Q_2 - Y_2 i_1 - Y_1 i_2)\, i_1 + (Q_3 - Y_3 i_1 - Y_2 i_2 - Y_1 i_3)\, i_2 + \\ &\quad + (Q_4 - Y_4 i_1 - Y_3 i_2 - Y_2 i_3)\, i_3 = 0 \\ &\vdots\ \vdots \end{aligned} \tag{13.32}$$

avînd ca necunoscute Y_1, $Y_2 \ldots Y_5$.

În măsura în care se cere o mai bună exactitate este recomandabil ca numărul intervalelor să fie majorat pînă la $s = 40 \ldots 50$. Rezolvarea sistemului de ecuații urmează să se efectueze pe baza unui program la calculatorul electro-

nic. Pentru rezolvarea concretă trebuie în prealabil să fie soluționate două probleme și anume:

— alegerea hidrografului scurgerii directe astfel încît să fie reprezentativ cazului practic cerut. Va fi necesar să se folosească teoria probabilistică bidimensională (vîrf și volum), conform cu cele indicate la 3.2.3;

— separarea hietogramei efective de hietograma înregistrată.

13.3. Metoda hidrografului unitar instantaneu

Metoda folosește o relație directă între impuls și răspuns, respectiv între cauză și efect, și anume integrala *D u h a m e l*, care în sens hidrologic are expresia:

$$Q(t) = \int_{\tau=0}^{t} i(\tau)\, Y(t-\tau)\, d\tau; \quad t < t_p \tag{13.33}$$

unde

$Q(t)$ este debitul scurgerii directe la timpul t mai mic ca durata t_p a precipitației;
τ — parametru de integrare (timp);
$i(\tau)$ — intensitatea efectivă a precipitației;
$Y(t-\tau)$ — *hidrograf unitar instantaneu (HUI)* caracteristic BH.

Hidrograful *HUI* este de fapt răspunsul unei precipitații (fig. 13.7) cu intensitatea constantă $i = 1$ și o durată $\Delta\tau$ foarte mică ($\Delta\tau \ll \Delta t$). El diferă deci de hidrograful unitar de durată Δt, care este caracterizat prin intensitatea $i_0 = 1/\Delta t$.

În legătură cu hidrograful unitar instantaneu se poate considera și un alt hidrograf rezultat din însumarea ordonatelor sale, obținîndu-se așa-numitul *hidrograf în S* notat (*HS*). Fiind de aceeași structură ca și curba cumulată a debitelor, derivata sa în raport cu timpul este chiar hidrograful instantaneu, adică

$$\frac{dS}{dt} = Y(t-\tau). \tag{13.34}$$

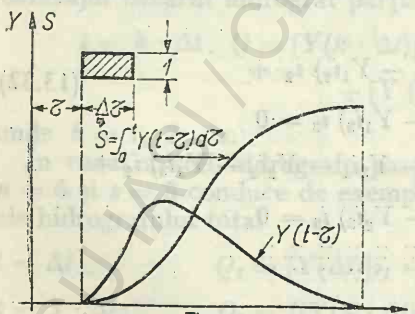
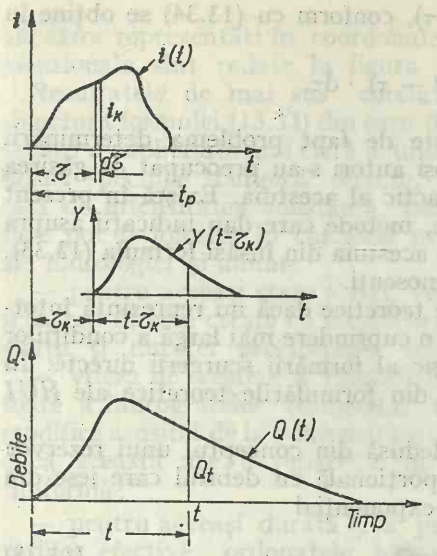


Fig. 13.7. Hidrograful unitar instantaneu și hidrograful în *S*.

Figura 13.8 ilustrează, de exemplu, modul de calcul al ordonatei Q_t a debitului, la un timp mai mare decît durata precipitației, în funcție de ordonatele corespunzătoare ale funcțiilor din integrală, prin relația:

$$Q_t = \int_{\tau=0}^{t_p} i(\tau)\, Y(t-\tau)\, d\tau; \quad t > t_p. \tag{13.35}$$



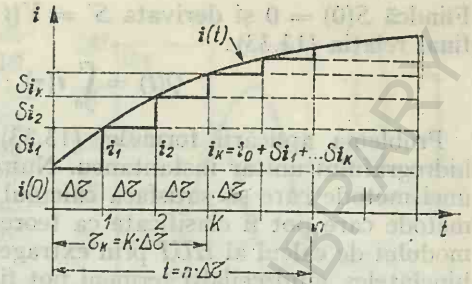


Fig. 13.9. Schema demonstrației ecuației *Duhamel*.

Fig. 13.8. Relațiile scurgerii directe $Q(t)$ prin folosirea hidrografelor instantanee $Y(t-\tau)$ și a ecuației integrale *Duhamel*.

Într-un mod mai puțin riguros relația (13.33) se poate stabili astfel (fig. 13.9): dacă curba $i(t)$ se înlocuiește cu un grafic în scară pe intervale egale de timp $\Delta\tau$, se obțin valorile fiecărei trepte $i(0)$, δi_1. δi_2..... δi_k. Deci la momentul inițial zero se aplică impulsul $i(0)$, la momentul $\Delta\tau$ se aplică impulsul suplimentar δi_1 ș.a.m.d. pînă la momentul $\tau_k = k \cdot \Delta\tau$ inclusiv; aceasta înseamnă că la timpul τ_k acționează simultan toate impulsurile parțiale cuprinse în acest timp, adică întregul impuls i_k. Dacă impulsul unitar ($i = 1$) aplicat la $\tau = 0$ dă la timpul t un răspuns $S(t)$, impulsul $i(0)$ va da răspunsul $i(0) \cdot S(t)$; tot astfel δi_1 aplicat la $\tau = \Delta\tau$, va da răspunsul $\delta i_1 \cdot S(t-\tau)$ la același timp t. În general se poate scrie că la timpul t, răspunsul total va fi însumarea răspunsurilor parțiale, adică:

$$Q(t) = i(0)\, S(t) + \sum_{k=1}^{n} \delta i_k \cdot S(t - \tau_k). \tag{13.36}$$

Deoarece se poate aproxima:

$$\delta i_k = \frac{\delta i_k}{\Delta\tau}\,\Delta\tau = i'(\tau_k)\,\mathrm{d}\tau$$

rezultă

$$Q(t) = i(0) \cdot S(t) + \sum_{k=1}^{n} i'(\tau_k)\, S(t - \tau_k)\, \Delta\tau.$$

Prin micșorarea intervalului $\Delta\tau$, se obține la limită

$$Q(t) = i(0) \cdot S(t) + \int_0^t i'(\tau) \cdot S(t-\tau) \cdot \mathrm{d}\tau$$

Ecuația de mai sus este echivalentă cu [24]:

$$Q(t) = i(t) \cdot S(0) + \int_0^t i(\tau) \cdot S'(t-\tau) \cdot \mathrm{d}t. \tag{13.37}$$

Fiindcă $S(0) = 0$ și derivata $S' = Y(t - \tau)$, conform cu (13.34) se obține în final relația (13.33):

$$Q(t) = \int_0^t i(\tau) \cdot Y(t - \tau) \cdot d\tau.$$

Problema aplicării formulei (13.33) este de fapt problema determinării hidrografului unitar instantaneu. Numeroși autori s-au preocupat de găsirea unei metode care să satisfacă calculul practic al acestuia. Există în prezent metode care pot fi clasificate ca teoretice, metode care dau indicații asupra modului de calcul al *HUI* prin extragerea acestuia din însăși formula (13.33), bineînțeles cînd ceilalți termeni pot fi cunoscuți.

Aplicarea metodelor bazate pe concepte teoretice dacă nu reprezintă întotdeauna fidel realitatea, în schimb permite o cuprindere mai largă a condițiilor în care se desfășoară fenomenul hidrologic al formării scurgerii directe. În ordinea complexității lor se redau două din formulările teoretice ale *HUI* și anume:

— Formula *C u é n o d* care poate fi dedusă din conceptul unui rezervor fictiv în care acumularea este direct proporțională cu debitul care iese din rezervor. Expresia analitică este de tip exponențial

$$Y(t) = \frac{1}{k} e^{-t/k} \tag{13.38}$$

— Formula *N a s h* consideră acumulările și golirile dintr-un șir de n rezervoare succesive

$$Y(t) = \frac{1}{k(n-1)!} \left(\frac{1}{k}\right)^{n-1} e^{-t/k}, \tag{13.39}$$

unde în ambele formule k este un parametru constant caracteristic BH. Valorile lui k și n sînt determinate după procedeul momentelor descris și de *V. T. C h o w* (Handbook of Applied Hydrology) în funcție de o hietogramă și hidrograful respectiv al scurgerii.

Autorul pe considerente de geometrie a hidrografului în S, care în general pleacă din origină tangent la axa timpului și după ce își schimbă concavitatea tinde spre intensitatea unitară efectivă ($i = 1$), a stabilit formula pentru hidrograful în S în următoarea structură [8]

$$S(t) = 1 \cdot (1 + e^{-\alpha \frac{t}{\tau}} - 2\, e^{-\beta \frac{t}{\tau}}), \tag{13.40}$$

de unde

$$\frac{dS(t)}{dt} = Y(t) = -\frac{1}{\tau} (\alpha e^{-\alpha \frac{t}{\tau}} - 2\, \beta e^{-\beta \frac{t}{\tau}}), \tag{13.41}$$

în care α, β, τ sînt parametri care pot fi determinați tot pe baza unor hietograme și hidrografe cunoscute. De fapt sînt numai doi parametri $a = \alpha/\tau$ și $b = \beta/\tau$ obținuți prin aceste rapoarte.

În figura 13.10 se redă un studiu al hietografelor scurgerii directe calculate cu formulele (13.33), (13.35) și (13.41), în ipoteza $\alpha = 5{,}95$ și $\beta = 3{,}45$, debitele fiind exprimate în aceleași unități ca și intensitățile precipitației.

Pentru o precipitație uniform repartizată în timp și spațiu cu o durată t_p și o intensitate constantă efectivă i, formulele de calcul sînt:

$$Q(t) = i(1 + e^{-5{,}95\, t/\tau} - 2\, e^{-3{,}45\, t/\tau}); \quad t < t_p \tag{13.42}$$

$$Q(t) = i[2\, e^{-3{,}45\, t/\tau} \cdot (e^{3{,}45\, t_p/\tau} - 1) - e^{-5{,}95 t/\tau} \cdot (e^{5{,}9\, t_p/\tau} - 1)]; \quad t > t_p$$

ale căror reprezentări în coordonate adimensionale sînt redate în figura 13.10.

Rezultatele de mai sus corelate cu structura formulei (13.33) din care derivă, permit o explicitate mai clară a unor trăsături specifice scurgerii directe, generată de intensitatea constantă, trăsături care pot fi folosite în calculele practice ale hidrologiei și anume:

— pentru aceeași stare a BH, volumul scurgerii directe crește cu creșterea intensității și duratei precipitației efective;

— viteza de creștere a ramurii crescătoare a hidrografelor (tangenta) nu se modifică sensibil de la o intensitate la alta, dacă aceasta are o repartiție în timp uniformă;

— pentru aceeași durată t_p a precipitațiilor efective, ordonatele hidrografelor scurgerii directe de la același timp sînt direct proporționale cu intensitățile (formula 13.42);

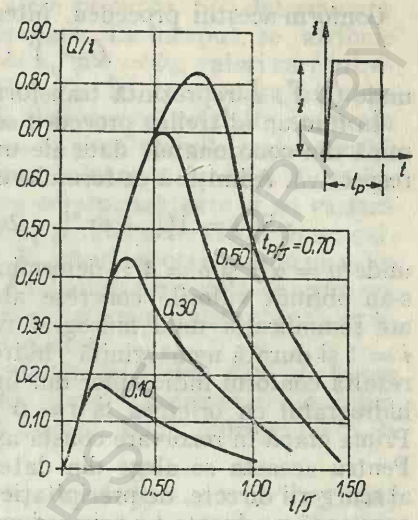


Fig. 13.10. Hidrografele teoretice adimensionale ale scurgerii directe deduse din aplicarea hidrografului în *S*.

— duratele totale ale scurgerii directe (durata hidrografului), generate de precipitații *cu aceeași valoare a duratei*, sînt diferite.

Determinarea parametrilor HUI. Valorile parametrilor după *O'Donnell* se pot determina prin dezvoltarea în serii *Fourier* a factorilor relației (13.33) prin formulele (3.67), adică:

$$Q(t) = \sum_{k=0}^{\infty} \left(A_k \cos k \frac{2\pi t}{T} + B_k \sin k \frac{2\pi t}{T} \right);$$

$$i(\tau) = \sum_{k=0}^{\infty} \left(a_k \cos k \frac{2\pi \tau}{T} + b_k \sin k \frac{2\pi \tau}{T} \right); \qquad (13.43)$$

$$Y(t-\tau) = \sum_{k=0}^{\infty} \left(\alpha_k \cos k \frac{2\pi(t-\tau)}{T} + \beta_k \sin k \frac{2\pi(t-\tau)}{T} \right).$$

Aceste relații introduse în ecuația (13.33) conduc la un sistem, care rezolvat dă valorile parametrilor *HUI* în funcție de parametrii factorilor cunoscuți $Q(t)$ și $i(\tau)$:

$$\alpha_k = \frac{2}{T} \frac{a_k A_k + b_k B_k}{a_k^2 + b_k^2}; \quad \beta_k = \frac{2}{T} \frac{a_k B_k - b_k A_k}{a_k^2 + b_k^2}; \quad \alpha_0 = \frac{1}{T} \frac{A_0}{a_0}. \qquad (13.44)$$

O schemă logică necesară programării la calculator este dată de *V. Stănescu* (Studii de Hidrologie XXXV/1973), care considerînd $k = 60$ a calculat un *HUI* pentru rîul Olteț la stația Nistorești.

Un alt procedeu pentru determinarea lui *HUI* este folosirea transformatei *Laplace* (TL), — după indicațiile date de *V. T. Chow*, *P. Johnson* ș.a.

Conform acestui procedeu, integrala (13.33) se transformă într-un produs

$$\bar{Q} = \bar{Y} \cdot \bar{I} \text{ așa că } \bar{Y} = \bar{Q}/\bar{I} \qquad (13.45)$$

unde $\bar{Q}$, $\bar{Y}$, $\bar{I}$ reprezintă transformatele lui $Q(t)$; $Y(t-\tau)$ și $i(\tau)$.

În fine un al treilea procedeu se bazează pe hidrograful în S, care se determină din coordonatele date ale unui hidrograf $Q(t)$ și intensitatea constantă respectivă. Admițînd ca formulare pentru HS, ecuația (13.40) adică

$$S(t) = 1(1 + e^{-at} - 2e^{-bt}); \; Y(t) = -ae^{-at} + 2be^{-bt} \qquad (13.46)$$

unde $a = \alpha/\tau$ și $b = \beta/\tau$, determinarea lui $Y(t)$ rezultă deci în măsura în care s-au obținut valorile concrete ale acestor doi parametri. Formula (13.46) are semnificația unui hidrograf rezultat din o precipitație cu intensitatea $i = 1$ și durată nemărginită; hidrograful corespunzător duratei finite t_p va rezulta conform indicațiilor din figura 13.11 ca o diferență de ordonate între hidrograful cu originea la $t = 0$ și același hidrograf cu originea în $t = t_p$. Prima etapă în rezolvare constă așadar în construirea acestui ultim hidrograf. Pentru aceasta se alege din datele măsurătorilor un hidrograf semnificativ al scurgerii directe, de precipitație efectivă cît mai importantă adică $i_p = i_{max}$, constantă pe durata t_p; prin reducerea ordonatelor în raportul i/i_{max} se obține hidrograful căutat. Următoarea etapă constă în transformarea acestuia în *HS*, adică obținerea graficului formulei (13.46). Aceasta înseamnă de fapt a face operația inversă indicată în figura 13.11 și anume a transpune ramura crescătoare paralelă cu ea la timpul $t = t_p$, de unde prin însumarea ordonatelor celor două hidrografe se va realiza cea mai importantă parte a hidrografului $S(t)$ după cum se vede în figura 13.12. O prelungire pînă la valoarea $i = 1$ se poate obține grafic, relativ acceptabil. Ultima etapă a operațiilor constă în aplicarea metodei pentru determinarea parametrilor a și b.

Deși metoda micilor pătrate conduce numai la un sistem de două ecuații cu două necunoscute, rezolvarea analitică nu poate fi efectuată din cauza structurii exponențiale a funcției care se minimizează. O modalitate de soluționare este calculul numeric pentru optimizarea funcției

$$F = \sum_{j=1}^{n} [1 + e^{-atj} - 2e^{-btj} - S_j]^2 \to \min. \qquad (13.47)$$

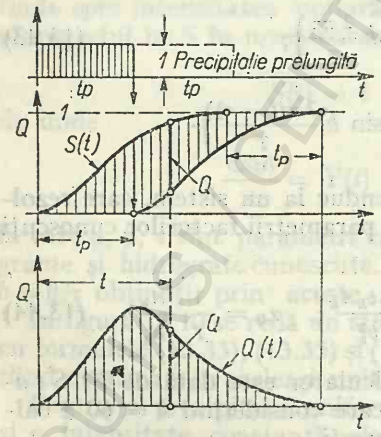


Fig. 13.11. Determinarea hidrografului ca diferență între două hidrografe în S cu durată infinită.

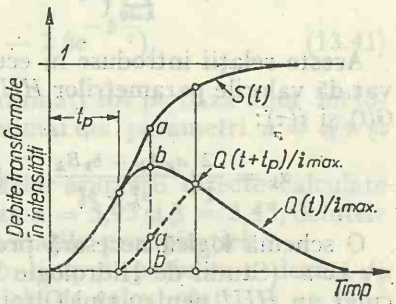


Fig. 13.12. Construcția practică a hidrografului în S cu ajutorul unui hidrograf dat și a duratei ploii efective aferente.

unde S_j și t_j sînt coordonatele a celor n puncte alese pe curba $S(t)$ determinată mai sus. Calculul se conduce din aproape în aproape. La început, se atribuie cîte o valoare celor doi parametri și anume $a = a_0$ și $b = b_0$, valori care introduse în funcție îi determină acesteia valoarea $F = F_0$. În continuare se menține un parametru constant, de exemplu $b = b_0$ și se variază celălalt parametru $a_1 = a_0 \pm \Delta a$, $a \pm 2 \cdot \Delta a$, ... $a \pm k\Delta a$; cu $b = b_0$ și cu valorile parametrului a_1 se calculează valorile funcției F. Cînd noua valoare a funcției $F_1 < F_0$, se menține constant parametrul a_1 la valoarea corespunzătoare și se variază parametrul $b_1 = b_0 \pm \Delta b$, $b_0 \pm 2 \cdot \Delta b$ ... Cu a_1 și diferitele valori b_1 se calculează valorile F_2 ale funcției pînă cînd $F_2 < F_1$, căruia îi corespunde una din valorile lui b_1. Calculele se continuă în același mod alternativ, pînă ce valoarea funcției nu se mai poate practic micșora și rămîne oarecum constantă; valorile ultime ale parametrilor constituie rezultatul căutat.

O a doua posibilitate de a calcula cei doi parametri a fost dată de autor în colaborare cu *prof. R. Bădescu*, [22], prin transformarea ecuației (13.46) într-un sistem cu mai multe ecuații liniare. Dacă hidrograful $S(t)$ se divide în $n \cdot \Delta t$ părți se poate scrie

$$Z_j = S_j - 1 = e^{-a \cdot j \cdot \Delta t} - 2e^{-b \cdot j \cdot \Delta t} \qquad (13.48)$$

unde S_j este ordonata cunoscută la timpul $t = j$, t cu $j = 1, 2 \ldots n$. Pe baza relației de mai sus se poate forma sistemul

$$Z_j = e^{-a \cdot j \cdot \Delta t} - 2\, e^{-b \cdot j \cdot \Delta t}$$

$$Z_{j+1} = e^{-a \cdot j \cdot \Delta t} \cdot e^{-a \cdot \Delta t} - 2\, e^{-b \cdot j \cdot \Delta t} \cdot e^{-b \cdot \Delta t}$$

$$Z_{j+2} = e^{-a \cdot j \cdot \Delta t} \cdot (e^{-a \cdot \Delta t})^2 - 2\, e^{-b \cdot j \cdot \Delta t} (e^{-b \cdot \Delta t})^2$$

care cu notația

$$f_1 = e^{-a \cdot j \cdot \Delta t};\ f_2 = e^{-b \cdot j \cdot \Delta t};\ N_1 = e^{-a \cdot \Delta t} \text{ și } N_2 = e^{-b \cdot \Delta t} \qquad (13.49)$$

devine

$$Z_j = f_1 - 2f_2$$

$$Z_{j+1} = f_1 N_1 - 2f_2 N_2$$

$$Z_{j+2} = f_1 N_1^2 - 2f_2 N_2^2$$

Prin multiplicarea primei ecuații cu $R_2 = N_1 N_2$, a celei de a doua cu $R_1 = -(N_1 + N_2)$ și adunîndu-le pe toate trei se obține ecuația consecință

$$Z_{j+2} + R_1 Z_{j+1} + R_2 Z_j = 0.$$

Ecuația aceasta generează deci sistemul cu $(n - 3)$ ecuații și două necunoscute R_1 și R_2:

$$Z_3 + R_1 Z_2 + R_2 Z_1 = 0$$

$$Z_4 + R_1 Z_3 + R_2 Z_2 = 0$$

$$\cdots\quad\cdots\quad\cdots$$

$$Z_n + R_1 Z_{n-1} + R_2 Z_{n-2} = 0$$

După rezolvarea sistemului în condiția verificării unei soluții unice pentru R_1 și R_2, se determină valorile N_1 și N_2 și apoi ținînd seama de (13.49) se obțin

$$a = -\frac{1}{\Delta t} \ln N_1 \text{ și } b = -\frac{1}{\Delta t} \ln N_2.$$

14.

Timpul de deplasare a scurgerii directe

Din poziția inițială în care se află o particulă de apă provenită dintr-o precipitație efectivă, și pînă ajunge gravitațional în profilul BH, particula parcurge un traseu — în parte pe sectorul de cea mai mică rezistență a versantului și în parte pe sectorul alcătuit din ramificațiile succesive ale RH. Ca urmare a condițiilor specifice curentului de apă în care particula se integrează (panta, rugozitate, secțiune etc.), rezultă că timpul θ depus de aceasta ca să parcurgă întregul traseu se obține din însumarea timpului t_V necesar parcurgerii versantului și a timpului t_R necesar parcurgerii sectorului rețelei, adică

$$\theta = t_V + t_R. \tag{14.1}$$

Cu cît poziția inițială a particulei va fi mai îndepărtată de profilul BH, cu atît ponderea timpului t_R va fi mai importantă, prin aceea că posedă un traseu mai lung de rețea.

În studiul scurgerii directe interesează la o precipitație uniformă și efectivă, mai întîi timpul cel mai scurt pe care-l depune particula cea mai îndepărtată denumit și *timp de concentrare T* și apoi pentru aceeași precipitație, *repartiția* pe suprafața BH a valorilor timpului de concentrare a tuturor particulelor.

14.1. Timpul de concentrare T

Poziția inițială a particulei cele mai îndepărtate fiind situată pe cumpăna apelor către originea cursului de apă studiat, este necesar să se calculeze timpul t_V al parcurgerii versantului respectiv pe traseul de cea mai mare pantă pînă la ramificația de primul ordin al RH.

Acesta fiind timpul cel mai scurt, înseamnă că trebuie să se ia în considerare scurgerea directă la starea ei de maximum, adică la echilibru (mișcare permanentă). Timpul poate fi calculat prin relația (13.22) scrisă sub forma:

$$t_V = \frac{7}{5}\left[\frac{(nl)^3}{(\alpha \cdot i)^2\,(\sqrt{J})^3}\right]^{1/5} \tag{14.2}$$

și se calculează cu următoarele unități :

t_V	l	i	J	n	α
s	m	m/s	—	$s/m^{1/3}$	—

semnificația elementelor fiind dată în paragraful 13.1.

Procedeul cel mai indicat de calcul, al timpului t_R, este calculul hidraulic al vitezei curentului în mișcare permanentă în albiile RH. Aceasta înseamnă a calcula vitezele pe tronsoanele componente ale rețelei după care se efectuează însumarea timpilor respectivi. În mod practic, procedeul necesită date asupra

debitelor parțiale ale curentului și asupra caracteristicilor albiilor, de care în general nu se dispune ca volum și precizie. Prin forța împrejurărilor sînt necesare ipoteze simplificatoare în calculul vitezelor prin una sau alta din formulele cunoscute (Chèzy, Manning). Astfel, se admite că pantele suprafeței libere se identifică cu pantele ramificațiilor RH, iar valorile coeficienților de rugozitate se iau prin apreciere din tratatele de specialitate. Și mai dificilă apare determinarea secțiunilor muiate, respectiv a razelor hidraulice. O lege de variație a razelor hidraulice ar putea fi de forma:

$$R_x = R_1 + (R_2 - R_1)\left(\frac{x}{l}\right)^{\beta}, \tag{14.3}$$

unde

R_1 și R_2 sînt — razele hidraulice a două secțiuni ale curentului din albie distanțate cu lungimea l;
R_x — raza hidraulică în secțiunea distanțată cu lungimea x față de raza hidraulică din amonte R_1;
β — exponent.

În cazul ramificației de ordinul 1, unde $R_1 \approx 0$ și eventual $\beta = 1$, *timpul mediu* de parcurs a lungimii l_R a ramificației se poate calcula folosind formula vitezei Manning, și rezultă:

$$t_1 = \frac{5 l_1 n_1}{3 J_1^{1/2} R_2^{2/3}}. \tag{14.4}$$

Timpul de concentrare T_1 la capătul aval al unei ramificații de ordinul 1 va fi deci considerînd și ecuația (14.2):

$$T_1 = \frac{7}{5}\left[\frac{(nl)^3}{(\alpha_i)^2 (\sqrt{J})^3}\right]^{1/5} + \frac{5}{3}\frac{l_1 n_1}{J_1^{1/2} R_2^{2/3}}. \tag{14.5}$$

Dacă de exemplu:

$l = 180$ m; $\alpha_i = 0{,}4$ mm/min $= \dfrac{0{,}4}{60 \times 1\,000}$ m/s; $J = 0{,}08$; $n = 0{,}20$ s/m$^{1/3}$, teren stîncos; $l_1 = 3\,500$ m; $R_2 = 0{,}80$ m; $J_1 = 0{,}05$; $n_1 = 0{,}050$ s/m$^{1/3}$ aplicarea formulei (14.5) conduce la următorul timp de concentrare:

$$T = \frac{7}{5}\left[\frac{(0{,}20 \times 180)^3}{\left(\dfrac{0{,}4}{60\,000}\right)^2 \times (0{,}08)^3}\right]^{1/5} + \frac{5}{3}\frac{3500 \times 0{,}050}{0{,}05^{1/2} \times 0{,}80^{2/3}} =$$

$$= 2998 + 1508 = 4506 \text{ s} = 75 \text{ min}.$$

Vitezele cu care se deplasează particula considerată vor fi: 180/2998 = 0,06 m/s pe versant și 3 500/1 508 = 2,32 m/s în albia ramificației de ordinul 1.

În continuarea traseului, particula pătrunde succesiv în ramificațiile de ordin superior pînă ce atinge profilul de închidere al BH.

Pentru fiecare ordin $k = 2, 3 \ldots m$ al ramificației, timpul respectiv t_k este dat de relația:

$$t_k = \frac{l_k}{\bar{v}} = \frac{n_k l_k^2}{J_k^{1/2} \int_{x=0}^{l_k} \left[R_k + (R_{k+1} - R_k)\left(\dfrac{x}{l_k}\right)^{\beta}\right] dx}, \tag{14.6}$$

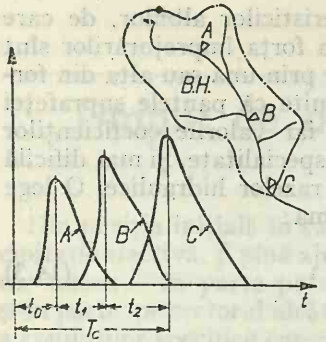


Fig. 14.1. Schema determinării timpului de parcurs al undei între stațiile hidrometrice.

unde R_{k+1} și parametrul β se determină prin metoda micilor pătrate din aproape în aproape, analog cu calculul formulei (13.47) cunoscînd cîțiva timpi t_k cu care se deplasează vîrfurile unor hidrografe de debit (sau de nivel) ale aceleiași unde între stațiile hidrometrice din ramificație (fig. 14.1).

Timpul total de concentrare rezultă din însumarea timpilor parțiali calculați mai sus, adică:

$$T = t_V + T_1 + \sum_{k=2}^{n} t_k. \qquad (14.7)$$

În lipsa datelor pentru aplicarea procedeului de mai sus, se poate recurge la formulele empirice studiate de diverși autori. Se menționează printre altele:

— Formula *Snyder* (S.U.A.) pentru timpul de parcurs t pînă la profilul BH:

$$t = (3{,}6 \ldots 4{,}4)\,(l_G \cdot l)^{0.3}, \qquad (14.8)$$

unde l_G este distanța dintre profil și centrul de greutate al BH; l — lungimea cursului, în m; t — timpul, în s.

— Formula *Giandotti* (Italia) pentru timpul de parcurs al rețelei:

$$t = \frac{4\sqrt{F} + 1{,}5}{0{,}8\sqrt{A}}, \qquad (14.9)$$

unde F este suprafața BH, în km^2, l — lungimea rețelei, în m; A — altitudinea medie a BH, în m.

— Formula *Soil Conservation* (S.U.A.) pentru timpul de concentrare:

$$T = \left(0{,}868\,\frac{l^3}{\Delta H}\right)^{0.385}, \qquad (14.10)$$

unde l este lungimea parcursului în rețea, în km ($l < 25$ km); ΔH — altitudinea între extremitățile traseului, în m ($\Delta A < 500$ m); T — timpul în ore.

— Din numeroase formule studiate în U R. S. S. se redă:

$$T = \frac{1}{l} K F^{0.2} \cdot J^{0.33}, \qquad (14.11)$$

unde l este lungimea traseului, în km; F — suprafața BH, în km^2; J — panta medie a traseului; T — timpul, în ore; K — parametru dat prin izolinii.

14.2. Izocrone. Areograme (suprafețe-timp)

Pentru a urmări modul de propagare a scurgerii directe pe întreaga suprafață a BH către profilul de scurgere, este necesar să se determine timpul în care particulele de apă răspîndite în diferitele puncte ale bazinului ajung în profil.

Punctele de la care particulele necesită același timp pentru a ajunge în profil se situează pe o curbă a BH, numită *izocronă*. Admițînd un pas de timp Δt de la o izocronă la alta, se poate trasa pe suprafața BH un număr corespunzător de izocrone formînd un *sistem de izocrone* (fig. 14.2). Particulele de apă ale precipitației efective situate pe izocrona K — unde $K = 1$ este izocrona cea mai apropiată de profil — trec prin acel profil după un timp $t = K \cdot \Delta t$. Pasul de timp poate fi un număr de ore sau un număr de zile în funcție de ordinul de mărime a RH.

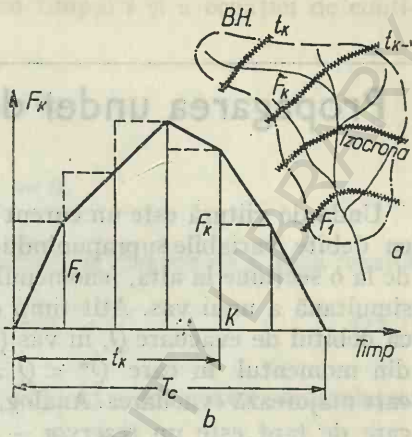


Fig. 14.2. Sistemul de izocrone:
a — pe harta BH; *b* — areograma.

Trebuie reținut faptul că sistemul de izocrone depinde de vitezele curentului și ele la rîndul lor depind de caracteristicile precipitației efective. În mod normal sistemul se calculează pentru caracteristici maximale alcătuind un sistem de izocrone de bază. Eventual se poate trece de la sistemul de bază la un altul cu distanțe în funcție de noile viteze ale curentului.

Pentru trasarea izocronelor există procedeul direct, procedeul distanțelor egale și procedeul lățimilor unitare.

Procedeul direct se desfășoară în următoarele faze:

— pe baza elementelor fiziografice și hidraulice se calculează timpii de parcurs într-un număr de secțiuni ale relației hidrografice, inclusiv timpul de concentrare T_c de pe cursul de apă principal;

— se alege numărul $n = 10 \ldots 20$ de izocrone (în funcție de ordinul de importanță al RH) și se calculează pasul $\Delta t = T_c/n$;

— se notează pe RH, punctele de același timp de parcurs $t_K = K \cdot \Delta t$, unde $K = 1 \ldots n$, calculate prin interpolare pe baza valorilor de la faza 1;

— se trasează pe harta BH — aleasă la o scară convenabilă — sistemul de izocrone corespunzător caracteristicilor maximale ale precipitațiilor.

Sistemul de izocrone desparte aria F a bazinului în arii parțiale F_K; acestea transmit în profilul BH, la timpii respectivi, volumele de apă provenite din precipitația efectivă. Diagrama ariilor parțiale F_K în funcție de timpul $t_K = K \cdot \Delta t$ se mai numește și *areogramă* (fig. 14.2, *b*).

Areograma poate fi alcătuită în valori absolute F_K sau mai bine în valori relative

$$f_K = \frac{F_K}{F}, \tag{14.12}$$

exprimate subunitar sau în procente.

15.

Propagarea undei de viitură în albii naturale

Unda de viitură este un curent de apă, care se transmite de-a lungul albiei cu debite variabile suprapunîndu-se curentului existent. În tranzitul undei de la o secțiune la alta, fenomenul poate fi comparat cu alimentarea și golirea simultană a unui vas. Atît timp cît debitul de alimentare Q^* este mai mare ca debitul de evacuare Q, în vas (albie) se acumulează un volum de apă W; din momentul în care $Q^* < Q$ acumularea intervine cu un spor de debit care majorează evacuarea. Analog, în secțiunea din aval a sectorului de albie — care de fapt este un rezervor — debitele undei Q se vor desfășura în timp după un hidrograf, diferențiat de hidrograful secțiunii din amonte.

Studiul propagării undei de viitură sub aspectul determinării hidrografului din aval, cînd se cunoaște cel din amonte și anumite condiții inițiale, poate fi condus pe conceptul pur hidraulic sau pe conceptul hidrologic.

15.1. Studiul hidraulic al propagării undei de viitură

Dacă se consideră un sector al albiei cu secțiuni transversale apropiate de *forma dreptunghiulară* (fig. 15.1), conceptul hidraulic, în mișcarea nepermanentă, este de forma:

$$\frac{\partial Z}{\partial x} + J = 0;$$
$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B\frac{\partial Z}{\partial t} = 0; \quad B = \text{const.} \tag{15.1}$$

Prima ecuație este ecuația dinamică *Saint Venant* redusă la termenul dominant al frecării (pierderea de sarcină hidraulică), iar a doua este ecuația de continuitate. Semnificația elementelor este redată în figură, unde Q este debitul la timpul t în secțiunea x, iar J panta suprafeței libere în aceeași secțiune la timpul t.

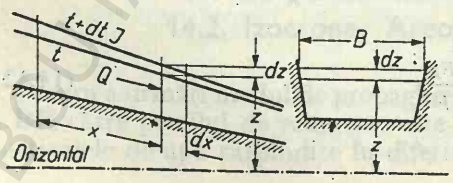


Fig. 15.1. Schema mișcării nepermanente în albii dreptunghiulare sau asimilate.

Prin derivarea primei ecuații în raport cu timpul t și a ecuației de continuitate în raport cu x, se obține sistemul:

$$\frac{\partial^2 Z}{\partial x \cdot \partial t} + \frac{\partial}{\partial t} J = 0;$$

$$\frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} + B \frac{\partial^2 Z}{\partial t \cdot \partial x} = 0.$$

Prin multiplicarea primei ecuații cu B și scăderea din cea de a doua rezultă

$$\frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} - B \frac{\partial}{\partial t} J = 0. \tag{15.2}$$

Fiindcă există funcțiile $Q(x, t)$, $Z(x, t)$ și $J(Q, Z)$ se mai poate scrie relația:

$$\frac{\partial}{\partial t} J(Q, Z) = \frac{\partial J}{\partial Q} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial J}{\partial Z} \cdot \frac{\partial Z}{\partial t}. \tag{15.3}$$

Deoarece în sistemul (15.1) există relația $\partial Z / \partial t = -Q / B \partial x$, aceasta introdusă în (15.3) conduce la

$$\frac{\partial}{\partial t} J = \frac{\partial J}{\partial Q} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{1}{B} \frac{\partial J}{\partial Z} \cdot \frac{\partial Q}{\partial x},$$

relație, care introdusă la rîndul ei în ecuația (15.2) transformă pe aceasta în:

$$\frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} + \frac{\partial J}{\partial Z} \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} - B \frac{\partial J}{\partial Q} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} = 0. \tag{15.4}$$

Cu notația

$$\frac{\partial J}{\partial Z} = \alpha; \quad B \frac{\partial J}{\partial Q} = \beta, \tag{15.5}$$

ecuația (15.4) devine în final o ecuație diferențială cu derivate parțiale de tipul ecuației difuziei și anume:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{1}{\beta} \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} + \frac{\alpha}{\beta} \frac{\partial Q}{\partial x}, \tag{15.6}$$

unde

$\frac{1}{\beta}$ este factorul de atenuare și este analog coeficientului difuziei;

$\frac{\alpha}{\beta}$ — viteza cu care se transitează debitul Q.

Soluția ecuației (15.6) urmează să fie determinată în condițiile inițiale și de limită după procedeele de rezolvare care nu fac obiectul acestei lucrări (analitic, diferențe finite etc.).

În diferite variante ale sistemului (15.1) referitor la propagarea undei în albia fluviului Dunărea, s-au dat soluții de către cercetătorii români *D. Cioc R. Amaftiesei, S. Hâncu.*

15.2. Metode hidrologice asupra propagării undei de viitură

Metodele hidrologice prezintă unele avantaje față de metoda hidraulică prin aceea că folosesc un număr mai mic de parametri și drept urmare căi mai rapide de soluționare. Este posibil să aibă un grad de precizie ceva mai redus, dar nu într-o măsură inacceptabilă din punct de vedere practic.

Metodele hidrologice care vor fi expuse aici au la baza lor de asemenea un sistem de două relații și anume:

$$\frac{dW}{dt} = Q^* - Q;$$

$$W = QT + \alpha(Q^* - Q)\,T. \tag{15.7}$$

Prima relație este o condiție de continuitate și arată că volumul elementar acumulat de-a lungul albiei între două secțiuni, este egal cu produsul diferenței de debite între cele două secțiuni și timpul elementar. A doua relație se datorește lui *Mc. Charthy* (1938); este o legătură empirică [1] între debitele menționate și volumul de apă acumulat, toate realizate la același moment. Parametrii α și T caracterizează albia din punctul de vedere al mecanismului de acumulare și evacuare a sectorului respectiv.

15.2.1. Calculul analitic prin metoda hidrologică

Dacă în sistemul (15.7) în care α și T sînt constanți se face notația

$$\alpha \cdot T = K \quad \text{și} \quad (1 - \alpha)\,T = L \tag{15.8}$$

și se derivează ultima ecuație, după care se egalează cu prima, se obține după propunerea autorului:

$$Q + L\frac{dQ}{dt} = Q^* - K\frac{dQ^*}{dt}.$$

Termenul al doilea al egalității este o funcție de timp $Q^* = Q^*(t)$; drept urmare prin notația

$$Q^* - K\frac{dQ^*}{dt} = L \cdot \varphi(t); \quad \varphi(t) = \frac{1}{L}\left(Q^* - K\frac{dQ^*}{dt}\right) \tag{15.9}$$

ecuația de mai sus devine

$$\frac{Q}{L} + \frac{dQ}{dt} = \varphi(t). \tag{15.10}$$

În condiția $t = 0$, $Q = Q^* = Q_0 = \text{const.}$, soluția va avea expresia

$$Q = e^{-t/L}\left[Q_0 - \int_0^t \varphi(0) \cdot dt + \int_0^t e^{t/L} \cdot \varphi(t) \cdot dt\right]. \tag{15.11}$$

---

[1] Dealtfel mai tîrziu (1969) *L. A. Cunge* justifică această relație prin anumite considerații ale ecuației dinamice Saint Venant.

Ecuația (15.11) devine operativă în măsura în care hidrograful amonte $Q^*(t)$ se exprimă sub o formă analitică (de exemplu printr-un polinom după *Newton* ș.a.), iar parametrii L și K sînt determinați în prealabil prin una din metodele cunoscute.

Pentru a pune în evidență trăsăturile caracteristice ale fenomenului de propagare a undei de viitură, în exemplul de calcul care urmează, se vor da unele valori numerice pentru parametrii L și K și o formă analitică cît mai simplă hidrografului $Q^*(t)$.

Exemplul 15.1. Se presupune o formă analitică a hidrografului debitelor din amonte de tipul:

$$Q^*(t) = ate^{-bt}; \quad t = 0 \rightarrow Q^* = Q_0 = 0, \tag{15.12}$$

unde a este un parametru cu dimensiuni L^3/T^2; t — timpul; b — parametru cu dimensiuni T^{-1}. Pentru $t = 1/b$ se obține $Q^* = Q^*_{max} = a/2{,}73\,b$.

Conform ecuației (15.9) și ținînd seama de ecuația (15.12), expresia lui $\varphi(t)$ este

$$\varphi(t) = \frac{1}{L} ae^{-bt}[(1 + Kb)t - K]; \quad \varphi(0) = -\frac{aK}{L},$$

care reintroduse în (15.11) dau:

$$Q = e^{-t/L}\left\{a\frac{K}{L}t + \frac{a}{L}\int_0^t e^{t/L}[(1 + Kb)t - K]\,dt\right\}$$

Prin efectuarea integralei definite și cu notația

$$0 = \frac{1}{L} - b, \tag{15.13}$$

se obține în final

$$Q = \frac{a}{L} e^{-t/L}\left\{Kt + e^{0t}\left[(1 + Kb)\left(\frac{t}{0} - \frac{1}{0^2}\right) - \frac{K}{0}\right] + \frac{1 + Kb}{0^2} + \frac{K}{0}\right\}. \tag{15.14}$$

Dacă

$a = 0{,}01$ m³/s²; $b = (1/15)$ ore; $L = 6$ ore; $K = 1$ oră: $0 = 1/10$ ore aplicarea formulei (15.14) conduce cu t, în ore la formula

$$Q = \frac{0{,}01}{6} 3\,600\, e^{-t/6}\left\{t + e^{0{,}1t}\left[\frac{16}{15}(10t - 100) - 10\right] + \frac{1\,600}{15} + 10\right\} \text{ [m³/s]} \tag{15.14'}$$

Pentru diferite valori ale timpului introduse în relația (15.12) și relația (15.14') — s-a obținut următorul tabel

t (ore)	0	10	15	20	30	40	60	Formula
Q^* (m³/s)	0	182	200	193	146	100	40	15.12
Q (m³/s)	0	114	160	188	170	122	56	15.14'

cu ale căror date s-au construit prin puncte hidrografele $Q(t)$ și $Q^*(t)$ (fig. 15.2).

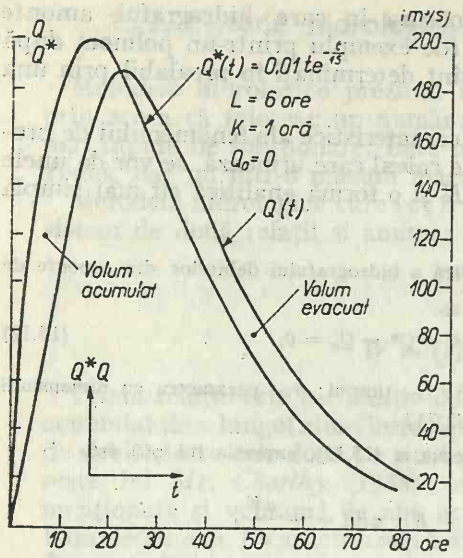


Fig. 15.2. Graficul atenuării unui hidrograf prin calcul analitic.

Din examinarea graficului apar unele trăsături care au un caracter general și anume:

— Hidrograful undei din aval $Q\ (t)$ are valoarea maximă mai mică decît valoarea maximă a hidrografului $Q^*(t)$ al undei din amonte. Prin propagarea undei — fără un aport semnificativ de debite pe traseu — se produce deci o *atenuare* a valorii maximale a debitului din amonte.

— Valoarea maximală a undei din aval se produce mai tîrziu cu timpul T_0 decît momentul în care are loc valoarea maximală din amonte. Timpul T_0 este aproximativ egal cu timpul T din relația (15.8).

— Volumul maxim acumulat în albie se realizează la timpul T_1 cînd se realizează egalitatea $Q^* = Q$ și este reprezentat prin aria dintre hidrografele de-a lungul timpului T_1. Volumul acumulat micșorează debitele în aval, după care, prin evacuarea acelui volum, debitele din aval depășesc debitele din amonte.

— Durata de scurgere prin secțiunea din aval este întotdeauna mai mare ca durata de scurgere prin secțiunea din amonte.

În calculul analitic ca și în alte metode de atenuare a undei de viitură, se pune o problemă prealabilă și anume, determinarea parametrilor α și T din relația (15.7). Dacă forma analitică $Q^*(t)$ este relativ simplă și se dispune de o pereche de hidrografe din înregistrări de debite (amonte și aval) atunci se poate aplica (vezi 13.47) metoda micilor pătrate, folosind procedeul din aproape în aproape (valori inițiale $\alpha = 0{,}1$; prin apreciere $T = T_0$).

15.2.2. Metoda Muskingum

După numele cursului de apă (S.U.A.) unde s-a aplicat pentru prima dată, metoda folosește relațiile (15.6), din care prima în diferențe finite are forma:

$$\Delta W_i = \frac{1}{2}[(Q^*_{i-1} - Q^*_i) - (Q_{i-1} + Q_i)]\,\Delta t;\ i = 1, 2, \ldots$$

Din cea de a doua relație, se deduce pentru același interval Δt, volumul ΔW_i:

$$\Delta W_i = W_i - W_{i-1} = T(Q_i - Q_{i-1}) + T\alpha[(Q^*_i - Q_i) - (Q^*_{i-1} - Q_{i-1})];$$

egalîndu-se cu cel de mai înainte se ajunge la ecuația de bază:

$$Q_i = aQ^*_i + bQ^*_{i-1} + cQ_{i-1}, \qquad (15.15)$$

unde parametrii a, b și c înlocuiesc expresiile:

$$a = \frac{-\alpha T + 0{,}5 \cdot \Delta t}{T - \alpha T + 0{,}5 \cdot \Delta t}; \quad b = \frac{\alpha T + 0{,}5 \cdot \Delta t}{T - \alpha T + 0{,}5 \cdot \Delta t}; \quad c = \frac{T - \alpha T - 0{,}5 \cdot \Delta t}{T - \alpha T + 0{,}5 \cdot \Delta t}. \tag{15.16}$$

Se observă egalitatea

$$a + b + c = 1.$$

Relația (15.15) este condiționată de existența la momentul inițial ($i = 0$) a unei mișcări staționare, adică după ce sectorul de albie considerat s-a stabilizat același debit $Q_0^* = Q_0$ de valoare cunoscută. Calculul se conduce după următorul format, în mod succesiv, din interval în interval de timp Δt:

i	$t = i \cdot \Delta t$	aQ_i^*	bQ_{i-1}^*	cQ_{i-1}	$Q_i = aQ_i^* + bQ_{i-1}^* + cQ_{i-1}$
0	0	Q_0	—	—	$Q_0 = Q_0^*$
1	Δt	aQ_1^*	bQ_0^*	cQ_0	$Q_1 = aQ_1^* + bQ_0^* + cQ_0$
2	$2\ \Delta t$	aQ_2^*	bQ_1^*	cQ_1	$Q_2 = aQ_2^* + bQ_1^* + cQ_1$
3	$3\ \Delta t$	aQ_3^*	bQ_2^*	cQ_2	$Q_3 = aQ_3^* + bQ_2^* + cQ_2$
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮

Rezultate rapide se pot obține prin folosirea programului pentru calculator HYDR elaborat de Institutul I.C.P.G.A. în anul 1974.

În privința calării modelului matematic (15.15), adică a determinării parametrilor a, b și c, respectiv a parametrilor Δt, T și α, cea mai sigură metodă constă dintr-un calcul invers a uneia, sau mai bine a mai multor perechi simultane de hidrografe $[Q^*(t); Q(t)]$ înregistrate mai înainte pe sectorul considerat. Exemplul care urmează conține indicațiile necesare pentru un astfel de calcul.

Exemplul 15.2.

Figura 15.3 și tabelul 15.1 conțin elementele unei perechi de hidrografe $Q^*(t)$ și $Q(t)$ ale unui sector de albie, considerate ca valori maxime înregistrate la fiecare capăt al sectorului.

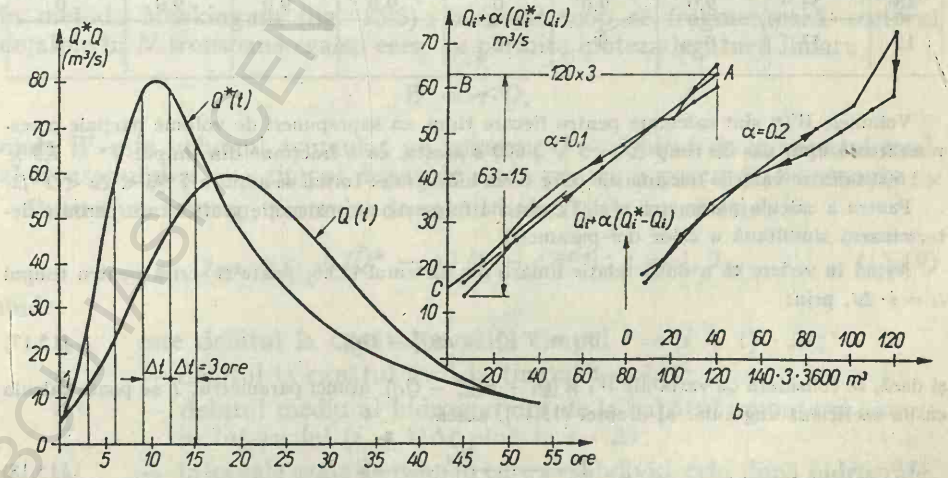


Fig. 15.3. Determinarea parametrilor α și T din formulele *Muskingum*.

$\Delta t = 3 \times 3\,600$ s

Tabelul 15.1

i	$t = i \cdot \Delta t$	Q_i^*	Q_i	$Q_i^* - Q_i$	$Q_i + \alpha(Q_i^* - Q_i)$			$W_i/3 \times 3\,600$
	ore	m³/s	m³/s	m³/s	$= 0{,}1$	$= 0{,}2$	$= 0{,}3$	m³
0	0	5,0	5,0	0	—	—	—	—
1	3	30,2	13,1	17,1	14,8	16,5	18,2	9
2	6	60,1	23,0	37,1	26,7	30,4	34,13	32
3	9	77,5	38,0	39,5	42,0	45,9	60,0	71
4	12	77,0	50,1	26,9	52,8	55,5	58,2	103
5	15	65,2	57,0	8,2	65,2	73,4	81,6	121
6	18	53,4	60,2	−6,8	59,5	58,8	58,1	120
7	21	44,0	57,5	−13,5	56,1	54,7	53,3	111
8	24	37,0	53,5	−16,5	51,8	50,1	48,4	96
9	27	32,2	48,1	−15,9	46,5	44,9	43,3	79
10	30	26,5	42,0	−15,5	40,4	38,8	37,2	53
11	33	22,1	35,0	−12,9	33,7	31,4	30,1	38
12	36	19,0	28,0	−9,0	27,1	26,2	25,3	26
13	39	16,2	23,0	−6,8	22,3	21,6	20,9	16
14	42	14,5	19,0	−4,5	18,5	18,0	17,5	8
15	45	13,0	16,1	−3,1	17,8	17,5	17,2	4
16	48	12,1	14,2	−2,1	14,0	13,8	13,6	3
17	51	11,0	12,1	−1,1	12,0	11,9	11,8	1
18	54	9,0	9,0	0	9,0	9,0	9,0	0
19	57	0	0	0	—			0

Volumele $W(t)$ sînt calculate pentru fiecare timp, ca suprapuneri de volume parțiale corespunzătoare unui pas de timp $\Delta t = 3 \times 3\,600$ s acesta, ca o fracțiune din timpul $T^* = 7{,}5 \times 3\,600$ s dintre valorile maxime ale celor două hidrografe. Inițial se admite $T^*/3 < \Delta t < T^*/2$.

Pentru a calcula parametrii α și T, metoda folosește o construcție grafică care permite determinarea simultană a celor doi parametri.

Avînd în vedere că a doua relație liniară din sistemul (15.6) poate fi scrisă pentru timpul $t_i = i \cdot \Delta t$, prin:

$$W_i = T\,[Q_i + \alpha(Q_i^* - Q_i)], \tag{15.17}$$

și dacă, se consideră ca variabile W_i și $[Q_i + \alpha(Q_i^* - Q_i)]$, atunci parametrul T se poate calcula ca un coeficient unghiular al dreptei (15.17), adică

$$T = \frac{W_i}{Q_i + \alpha(Q_i^* - Q_i)}, \tag{15.18}$$

cu condiția ca parametrul α să fie cunoscut. Valoarea lui α va fi aceea care asigură liniaritatea graficului perechilor de valori ale celor două variabile mai sus menționate. În acest scop se dau valori arbitrare $\alpha = 0{,}1$; 0,2; 0,3...0,5 și se calculează valorile variabilelor așa cum sînt specificate în tabel.

În figura 15.3,*b*, sînt figurate punctele respective numai pentru $\alpha = 0{,}1$ și $\alpha = 0{,}2$, din care se vede că numai pentru prima valoare se poate obține o liniaritate acceptabilă. Coeficientul unghiular al dreptei rezultă din valoarea raportului dintre segmentul AB către BC, adică la scară:

$$T = \frac{AB}{BC} = \frac{120 \times 3}{63 - 15} = 7{,}7 \text{ ore} \cong T^*;$$

cu valorile $\alpha = 0{,}1$, $T = 7{,}7$ ore și $\Delta t = 3{,}0$ ore, introduse în (15.16) se obțin

$$a = \frac{-0{,}1 \times 7{,}7 + 0{,}5 \times 3{,}0}{7{,}5 + 0{,}5 \times 3} = 0{,}083; \quad b = \frac{0{,}1 \times 7{,}7 + 0{,}5 \times 3{,}0}{7{,}5 + 0{,}5 \times 3} = 0{,}25;$$

$$c = 1 - (0{,}25 + 0{,}083) = 0{,}663.$$

În expunerea metodologiei s-a considerat că sectorul de albie nu primește afluenți importanți în raport cu mărimea cursului de apă principal. Dacă nu este acest caz, se impune o fragmentare a sectorului prin subsectoare condiționate de acești afluenți. Sînt posibile și simplificări numai dacă un afluent se găsește imediat în aval de capătul amonte al sectorului sau imediat în amonte de capătul aval. În primul caz hidrograful afluentului se suprapune hidrografului capătului amonte, iar în cazul celălalt se scoate din hidrograful capătului aval; numai după această operație se calculează volumele acumulate și apoi se determină parametrii α și T. O rețea hidrometrică rațională va trebui drept urmare, să distribuie stațiile sale ținînd seama și de acest considerent. Prin programul MUSK pentru calculatorul FELIX C-256, elaborat de IMH, se ia în considerare și variabilitatea parametrilor α și T în raport cu debitul.

15.2.3. Metoda Kalinin — Miljukov (K—M)

În această metodă se evită neunivocitatea din mișcarea nepermanentă dintre volumul acumulat în albie și debitul secțiunii din aval, așa cum apare în metoda Muskingum (fig. 15.3); în acest scop se fragmentează sectorul de albie în N tronsoane egale, ceea ce permite ipoteza legăturii liniare

$$W = \tau \cdot Q,$$

unde W este volumul acumulat pe tronson, Q — debitul de la capătul aval al tronsonului și τ — timpul depus de undă pentru a parcurge tronsonul.

Pentru un tronson, formula de calcul indicată de autor este:

$$q_{i+1} = q_i + (\bar{Q}^* - q_i)\,(1 - e^{-\Delta t/\sigma}); \; i = 1, 2 \ldots \qquad (15.19)$$

unde

q_{i+1} este debitul la capătul aval la timpul $t = (i + 1) \cdot \Delta t$;

q_i — debitul la capătul aval la timpul $t = i\Delta t$;

$\bar{Q}^*$ — debitul mediu al hidrografului de la capătul amonte și anume în intervalul $(i + 1)\Delta t$ pînă la $i \cdot \Delta t$;

Δt — intervale egale de timp în care se subdivid cele două hidrografe.

Pentru determinarea parametrilor N și τ se recomandă următoarele formule:

$$N = \frac{2 \cdot \Delta H}{h_{med}}; \quad \tau = \frac{l}{4{,}7\, v_{med}}; \quad \Delta t < \tau, \tag{15.20}$$

unde

ΔH este diferența de cote ale oglinzii apei pe tronson în regim permanent inițial;
h_{med} — adîncimea medie a apei pe tronson;
l — lungimea tronsonului ($l = L/N$ și L — lungimea sectorului);
v_{med} — viteza medie în regim permanent.

Atenuarea hidrografului de la capătul sectorului se efectuează din tronson în tronson începînd din amonte. După atenuarea pe primul tronson hidrograful rezultat se consideră ca hidrograf care trebuie atenuat pentru al doilea tronson ș.a.m.d. Metoda pentru un număr N mare reclamă un mare volum de muncă, eventual micșorat printr-o programare corespunzătoare la calculator.

Se vede din figura 15.4 după ICPGA, atenuarea hidrografului de pe rîul Tîrnava Mare între km 159 și km 138, pentru $N = 6$; $h_{med} = 6{,}5$ m; $\tau = 0{,}8$ ore și separat pentru $\Delta t = 1$ oră, respectiv $\Delta t = 2$ ore. Pentru comparație figura menționată cuprinde și hidrograful atenuat calculat după metoda hidraulică. Se vede astfel că metoda $(K-M)$ deplasează spre dreapta hidrografele atenuate după metoda hidraulică.

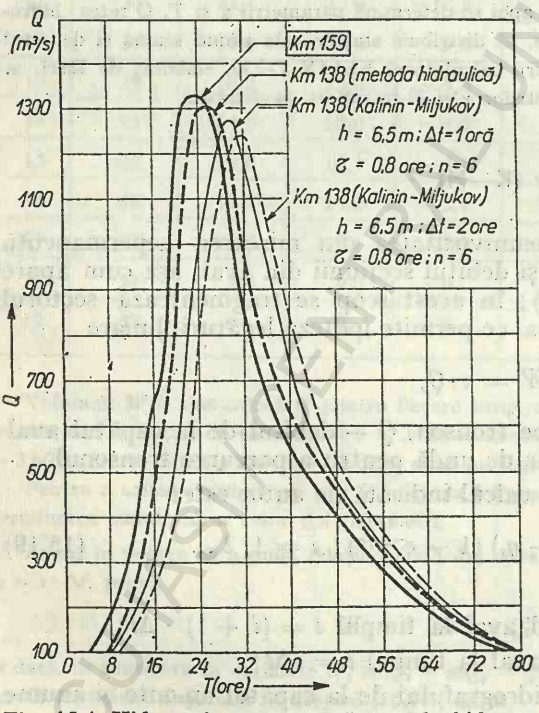


Fig. 15.4. Hidrograf atenuat după metoda hidraulică *Saint Vainant* și *Kalinin-Miljukov* (rîul Tîrnava Mare).

15.2.4. Atenuarea undei de viitură în lacuri naturale

Dacă cursul de apă pătrunde printr-un lac natural, atunci debitele de apă intrate în lac ies modificate după același proces fizic de atenuare descris mai înainte. Scriind ecuația de continuitate în diferențe finite adică la timpul $t_i = i \cdot \Delta t$ și $t_{i-1} = (i-1) \cdot \Delta t$, se obține pentru t_i:

$$\frac{1}{2}(Q_i + Q_{i-1}^*) -$$

$$-\frac{1}{2}(Q_i + Q_{i-1}) =$$

$$= \frac{1}{\Delta t}(W_i - W_{i-1})$$

unde notațiile sînt aceleași ca și în metoda Muskingum.

Prin o altă grupare a termenilor, relația de mai sus devine:

$$Q_i^* + Q_{i-1}^* + \left(\frac{2W_{i-1}}{\Delta t} - Q_{i-1}\right) = \frac{2W_i}{\Delta t} + Q_i. \tag{15.21}$$

Dacă primul termen al egalității, care este cunoscut, se notează cu $\varphi_i(t)$, adică:

$$\varphi_i(t) = Q_i^* + Q_{i-1}^* + \left(\frac{2W_{i-1}}{\Delta t} - Q_{i-1}\right), \tag{15.22}$$

unde la timpul $t = 0$, în mișcare permanentă, $Q^* = Q = Q_0$, se obțin valorile căutate Q_i prin relația:

$$Q_i = \varphi_i(t) - \frac{2}{\Delta t} W_i. \tag{15.23}$$

Pentru calculul efectiv este necesar să se construiască în prealabil pe baza înregistrărilor anterioare, graficele:

$$Y(W) \text{ și } Y(Q^*),$$

unde Y este cota nivelului apei în lac. Primul grafic rezultă din planimetrarea oglinzii apei la diferite niveluri, calculînd volumele după indicațiile din figura 15.4, celălalt grafic este o cheie de debit. Cu valorile astfel obținute se construiește prin puncte funcția $\varphi(t)$ valabilă pentru oricare alt hidrograf $Q^*(t)$. În relația (15.23) toate valorile fiind acum cunoscute se poate determina hidrograful respectiv.

16.

Inundațiile

16.1. Considerații generale asupra inundațiilor

Procesul formării viiturilor, descris în capitolele anterioare, a cuprins în mod științific aspectul lor cantitativ și complex, însușiri dealtfel sub aspect calitativ bine cunoscute de multă vreme.

Într-un ansamblu de condiții favorabil producerii undelor maximale de viitură și anume: ploi excesiv de puternice — eventual juxtapuse topirilor

de zăpezi — capacitate scăzută de infiltrație în bazin, defrișări de versanți și agricultură nerațională, obstruări de albii ș.a., viiturile ating proporții extraordinari de mari. În depășirea lor spațială ele se scurg cu niveluri care depășesc limitele obișnuite ale albiei majore, inundînd vaste suprafețe riverane și odată cu ele toate bunurile materiale existente acolo. Aproape că nu există zone umide ale lumii în care un asemenea fenomen să nu aibă loc.

Dacă se admite după *Maurice Pardé* (Geographica — Sur la puissance des crues en divers parties du monde — 1961) ca expresie de evaluare a viiturilor record parametrul A:

$$A = \frac{Q_{max}}{\sqrt{F}}, \qquad (16.1)$$

unde Q_{max} este debitul maxim al viiturii, în m^3/s și F — suprafața BH, în km^2, cu titlu informativ, se redau cîteva valori al acestui parametru pentru unele cursuri de apă din lume, studiate mai mult sau mai puțin riguros:

Cursul de apă	*Localitatea și țara*	$F(km^2)$	A
Ardéche	Aubenas—Franța	470	138,5
Júcar	Alcira — Spania	17 260	91,3
Drin	Višegrad — R.S.F. Iugoslavia	11 000	93,4
Sena	Paris — Franța	44 320	11,0 (mediu)
Rhône	Beaucaire — Franța	95 500	37,0 (mediu)
Tag	Bolarque — Spania	7 778	28,4
Po	Piacenza — Italia	42 030	62,3
Rhin	Bâle — Elveția	35 925	30,2
Dunărea	Viena — Austria	101 500	33,0
Dunărea	Orșova — România	576 000	21,0
Elba	Darchau — R.D.G.	131 950	25,8
Susquehanna	Watsontown — S.U.A.	17 050	62
Tennessee	Chattanooga — S.U.A.	56 400	54,6
Mississippi	Memphis — S.U.A.	2 420 000	27,3
Nipru	Orcha — U.R.S.S.	17 394	15,2
Nipru	Kiev — U.R.S.S.	327 700	40
Volga	Volgograd — U.R.S.S.	1 354 270	41,6
Ienissei	Krasnoiarsk — U.R.S.S.	299 400	43,7
Kura	Tbilisi — U.R.S.S.	21 120	12,1
Latrobe	Rosedal — Australia	41 145	52,8
Brisbane	Brisbane — Australia	13 200	86,5
Gange	Raiwala — India	25 700	112
Damodar	Rhondia — India	20 000	140

Pagubele provocate de inundații sînt imense și în plus multe vieți omenești și de animale cad pradă acestui fenomen. Fenomenul devine și mai periculos pe măsură ce se dezvoltă în spațiul riveran noi și numeroase activități fără a se da atenție măsurilor cerute de situație.

În stadiul actual al științei, care nu a găsit încă soluțiile care să ducă la controlul cauzei primare și anume a precipitațiilor periculoase, oamenii trebuie să recurgă pentru a se apăra de inundații la o serie de rezolvări tehnice. În primul rînd se impun stăvilirea desfrișărilor și luarea de măsuri antierozionale ale versanților, concomitent cu construirea de sisteme hidrotehnice (lacuri de acumulare în combinație cu diguri longitudinale, calibrări de albii, derivări în BH adiacente ș.a.).

Toate aceste rezolvări tehnice impun în același timp înființarea de organizații puternice și stabile avînd drept scop să întrețină construcțiile și să exploateze în complex formațiile hidrologice amenajate, transformînd astfel caracterul lor agresiv în atribute de civilizație și progres.

16.2. Inundațiile în România

În România, de-a lungul perioadei 1851—1975 se pot menționa următorii ani calendaristici cu mari inundații, provocate de precipitațiile excesive:

1851, 1857, 1867, 1878, 1881, 1893, 1895, 1897, 1900, 1903, 1904, 1907, 1912, 1913, 1924, 1925, 1932, 1933, 1939, 1941, 1949, 1955, 1956, 1970, 1972, 1975.

Dacă se adaugă și inundațiile amintite în unele cronici sau documente vechi — parte datînd din secolul al XVI-lea — rezultă că în ultimele două secole s-au produs în medie inundații de diferite grade odată la 15 ani, în ultimii ani frecvența lor crescînd odată la 4—5 ani.

O serie de aprecieri recente arată că în ultimul deceniu au fost inundate circa 6 milioane ha, circa 260 mii construcții și locuințe, circa 1 300 obiective industriale, peste 1000 km căi ferate și circa 9000 km drumuri.

Inundațiile catastrofale din anii 1970 și 1975 au determinat o actualizare a tuturor studiilor pirvind problema creată de marile viituri. Un studiu remarcabil — coordonat de Institutul de studii și proiectări de îmbunătățiri funciare ISPIF — se referă la inundațiile din BH superior al rîului Mureș ($F = 18\,000$ km^2). Din acest studiu rezultă că numai în anul 1970 au fost inundate circa 60 000 ha terenuri agricole, 19 000 locuințe (circa 2 000 distruse), 100 păduri, 350 km căi de comunicație. Pagubele cele mai mari le-a suferit sectorul industrial (circa 64%) și un număr de 13 orașe (circa 25%).

Figura 16.1 reprezintă BH superior al rîului Mureș cu izohietele ploii care au generat viitura și inundațiile din anul 1970; în centrul ploilor s-a acumulat

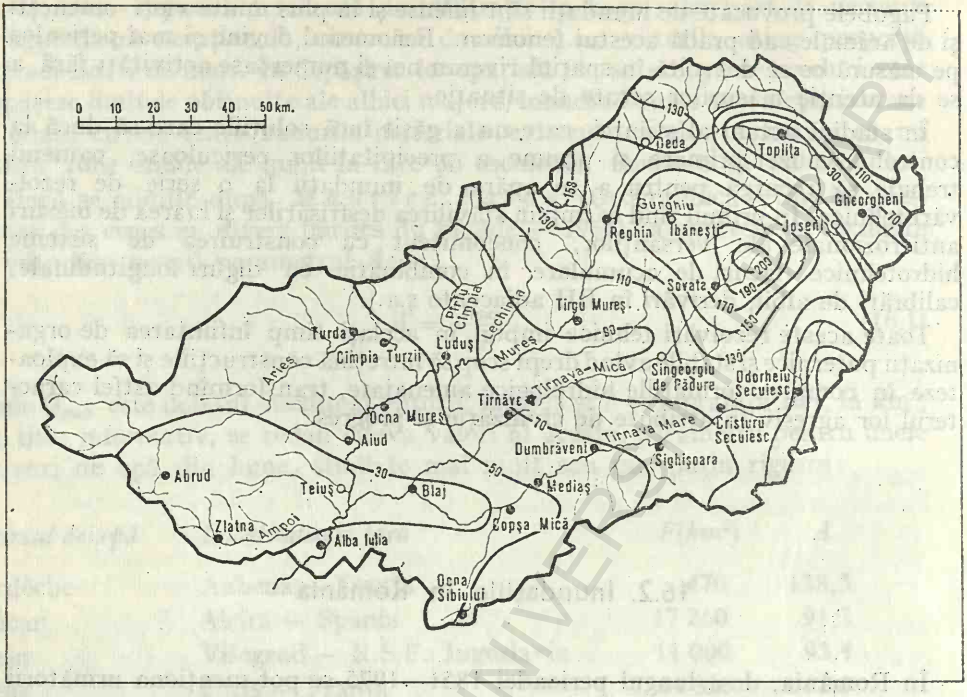


Fig. 16.1. Harta izohietelor din BH al rîului Mureş (inundaţiile din anul 1970).

o înălţime $h_p = 200$ mm, iar ca medie pe bazin $h_p = 100$ mm. Aceasta înseamnă că în decurs de $t_p = 1{,}5$ zi s-au acumulat peste 15% din totalul precipitaţiilor pe 365 zile ale unui an normal. Suprapunerea cu suprafeţele acoperite cu zăpadă în curs de topire a dat loc la undele de viitură cu caracteristicile indicate în tabelul 16.1.

Din acest tabel rezultă pe bazin un parametru de viitură diferenţiat în domeniul $A = 9{,}0 \ldots 18{,}3$. Propagarea debitelor de-a lungul cursului de apă este redată în figura 16.2 prin patru hidrografe din staţii succesive.

De proporţii similare a fost şi viitura anului 1975. Se redau în figura 16.3 două hidrografe din BH inferior al rîului Ialomiţa, care străbate cîmpia Bărăganului. Se observă cît de accentuat este fenomenul de atenuare a debitelor prin aceea că vîrful hidrografului din amonte (Staţia Coşereni) scade la hidrograful din aval (Staţia Slobozia) de la $Q_{max} = 1\,400$ m³/s la $Q_{max} = 600$ m³/s. Aceasta se datoreşte inundării cîmpiei dintre cele două staţii hidrometrice cu un volum de peste 250 milioane m³.

O ilustrare a două momente ale inundaţiei din anul 1970 este redată în figura 16.4.

Planul naţional de amenajare a bazinelor hidrografice elaborat anterior şi actualizat în anul 1976 prevede ca în următorii ani şi în perspectivă să se continue la scară naţională a se lua toate măsurile care se impun pentru evitarea unor asemenea situaţii catastrofale.

Tabelul 16.1

Elemente ale viiturii din mai 1970 la principalele stații hidrometrice din B H Mureșul superior

Nr. crt.	Riul	Post hidrografic	F (km²)	$\sqrt{F}$ (km)	H_m (m)	Wp (mil m³)	Ws (mil m³)	hp (mm)	hs (mm)	c	$Qmax$ (m³/s)	A (km²)
1	Mureș	Stînceni	1 532	39,14	969	113	56,7	73,8	37,0	0,50	305	7,74
2	Mureș	Glodeni	3 786	61,53	849	480	245,0	126,5	65,5	0,51	1 046	17,06
3	Mureș	Ocna Mureș	9 894	94,46	703	1 050	345,0	106,9	35,7	0,33	1 580	16,7
4	Mureș	Alba Iulia	17 964	134,0	625	1 780	520,0	98,9	29,0	0,29	2 450	18,3
5	Tîrnava Mare	Brădești	502	22,4	984	65	29,3	113,8	51,0	0,45	201	9,0
6	Tîrnava Mare	Topa	1 753	41,86	684	206	108,0	117,4	61,7	0,53	700	16,7
7	Tîrnava Mare	Mediaș	2 649	51,46	617	290	121,0	109,4	45,7	0,42	705	13,7
8	Tîrnava Mare	Blaj	3 650	60,41	565	365	133,0	100,0	56,5	0,36	752	12,4
9	Tîrnava Mică	Sărățeni	454	21,3	913	73,8	42,9	162,6	92,5	0,57	307	14,4
10	Tîrnava Mică	Tîrnăveni	1 468	38,3	625	182	67,5	124,1	46,0	0,37	554	14,4

F = suprafața BH — Wp = volumul precipitației — hp = înălțimea precipitațiilor

Hm = cota medie a BH — Ws = volumul viiturii — hs = înălțimea viiturii

$Qmax$ = debitul maxim — c = coeficient de scurgere — $A = \frac{Qmax}{\sqrt{F}}$

BCU IAȘI CENTRUL UNIVERSITAR LIBRARY

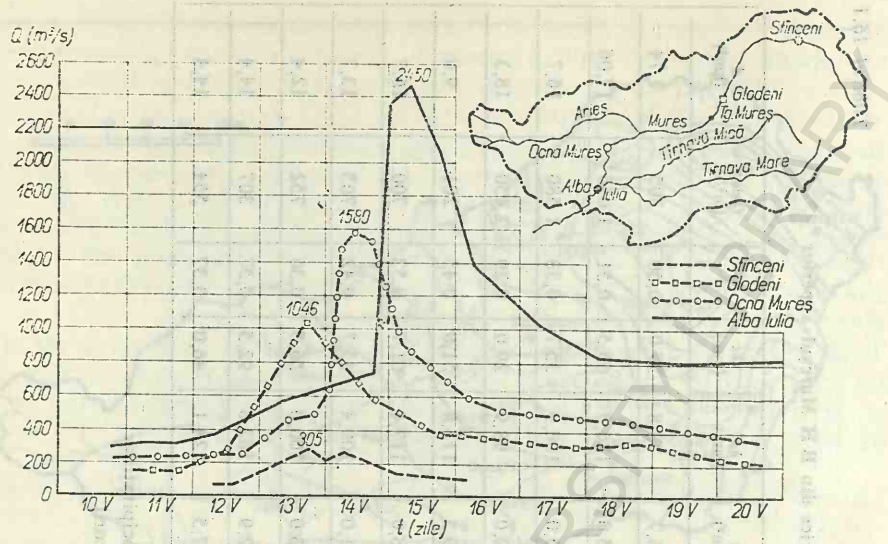


Fig. 16.2. Atenuarea hidrografelor în bazinul superior al rîului Mureș la inundațiile din 1970.

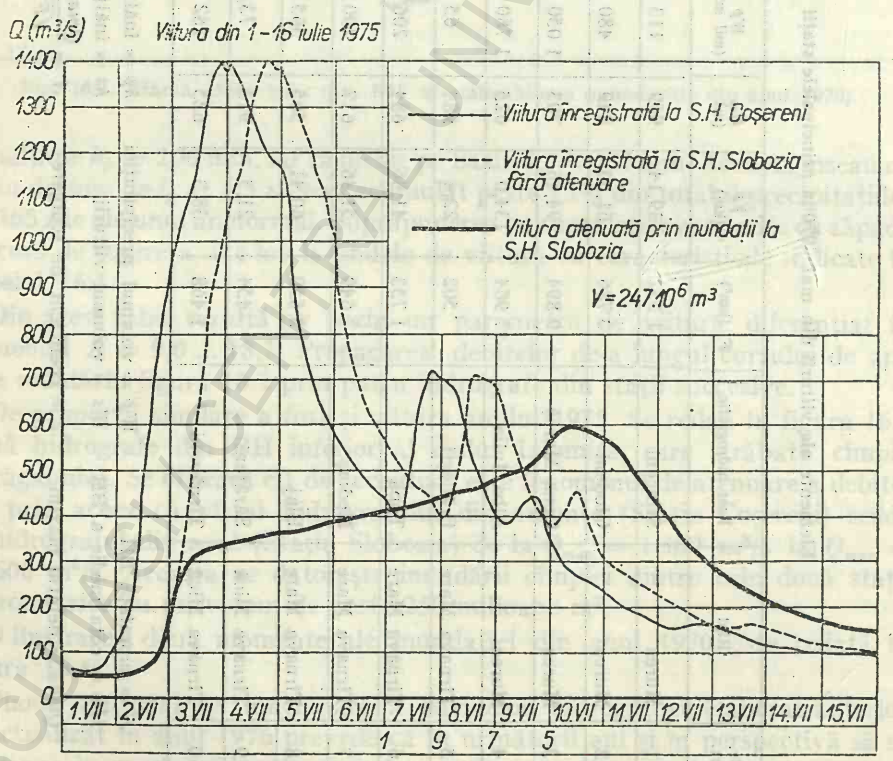


Fig. 16.3. Atenuarea hidrografului rîului Ialomița (anul 1975) prin revărsări masive.

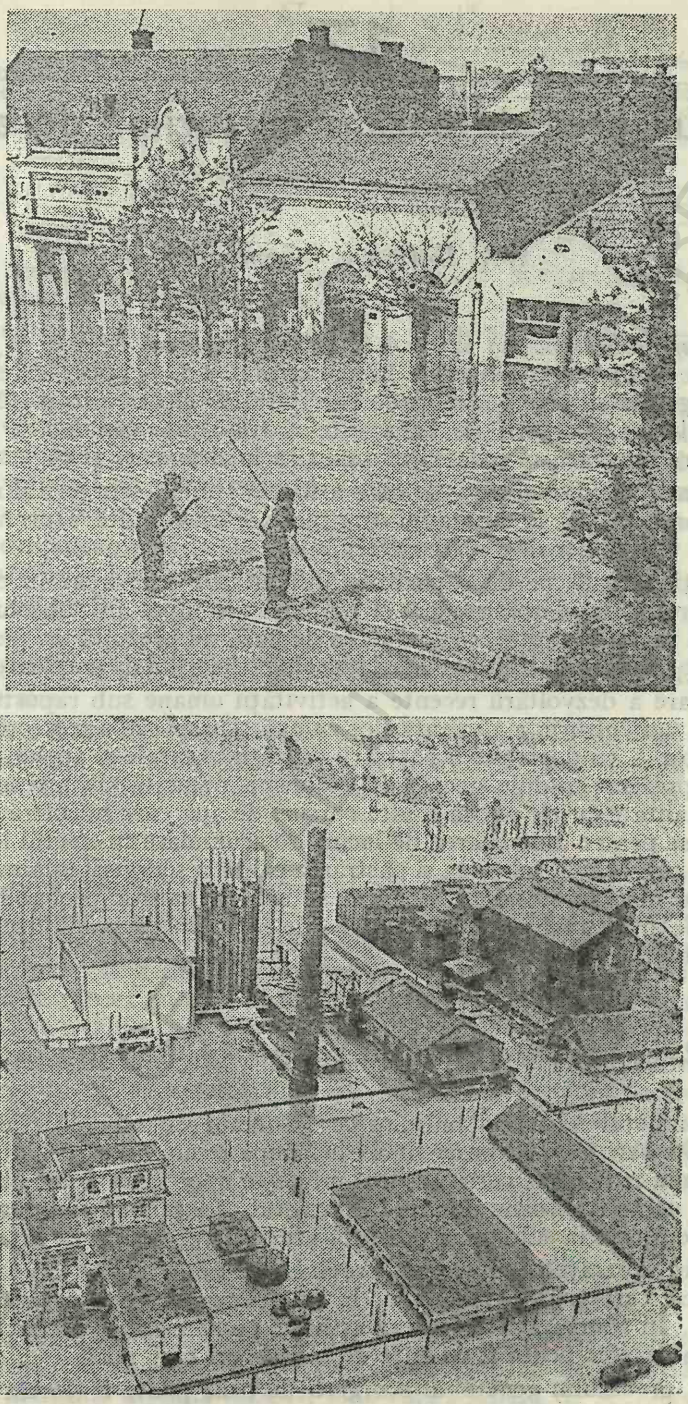


Fig. 16.4. Inundațiile din anul 1970 (*a*) și 1975 (*b*).

17.

Scurgerea de bază a cursurilor de apă

17.1. Definiție. Generalități

Prin *scurgere hidrologică de bază* se înțelege aportul de apă al formațiilor hidrologice subterane — descrise în paragraful 4.5, — aport care se suprapune scurgerilor directe generate de precipitațiile efective (cap. 13).

Continuitatea scurgerii de bază este o trăsătură specifică a cursurilor de apă care nu seacă niciodată, cu toate că în timp este și ea variabilă.

Comparativ cu dezvoltarea pe care a luat-o studiul scurgerii directe, scurgerea de bază se află la un stadiu care mai are încă multe aspecte incerte și nestudiate din punct de vedere determinist.

Explicația constă pe de o parte în dificultățile care apar în cuprinderea totală a procesului de pătrundere și propagare a apei în subsolul BH, iar pe de altă parte de faptul, că scurgerea de bază nu prezintă un pericol major ca viiturile și nici nu are un potențial hidrologic folosibil de amploarea acestora.

Ca urmare a dezvoltării recente a activității umane sub raportul energiei, industriei, agriculturii, a alimentărilor cu apă și în special a protecției mediului înconjurător — cu deosebire a păstrării calității naturale a apelor — se intensifică în prezent studiile necesare. Problema prezintă de asemenea o mai mare actualitate cu cît există multe cursuri de apă care nu oferă posibilități avantajoase pentru amenajarea de lacuri de acumulare cu efectul lor compensator și în consecință, folosirea și păstrarea calității scurgerii minime cer studii hidrologice mai aprofundate. Studiul actual de natură probabiliistică, deși foarte util, totuși mai conține lacune ca de exemplu probabilitatea complexă scurgere minimă-durată ș.a.

17.2 Schema deterministă a scurgerii hidrologice de bază

Prin contactul formației hidrologice subterane cu albia cursului de apă de suprafață care în mod frecvent are loc după o suprafață de intersecție înglobînd linia malurilor, cursul de apă primește aportul de debit al acestei formații. Pe unele tronsoane de albie, contactul este numai punctual și anume acolo unde formația subterană prezintă afluxuri sub formă de izvoare.

Apa din formațiile subterane provine din acea parte din precipitația atmosferică, care poate ajunge pînă la adîncimea la care se află formația subterană. În comparație cu viteza apei de pe versanți, viteza de mișcare a apei din acvifer poate fi de sute de mii de ori mai mică.

Schema procesului genetic al scurgerii de bază poate fi simulată prin trei rezervoare cu dispozitive de alimentare și evacuare (fig. 17.1). Rezervorul R_1

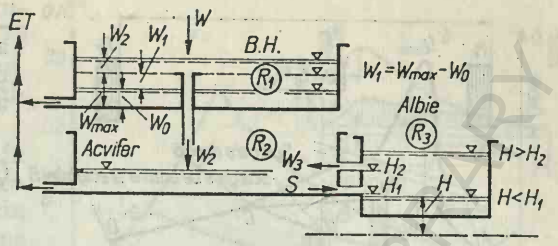


Fig. 17.1. Simularea prin rezervoare a formării scurgerii de bază:
R_1 — bazinul hidrografic; R_2 — acviferul freatic; R_3 — albia cursului de apă.

simulează subsolul bazinului hidrografic aferent acviferului, R_2 acviferul freatic intersectat de R_3 albia cursului de apă.

Dacă pentru pasul de timp Δt, se consideră următoarele cantități de apă ale procesului:

W este volumul de apă infiltrat în sol din precipitația efectivă;
W_1 — volumul de apă suplimentar peste cel existent W_0 în sol;
W_{max}— volumul de apă care asigură umiditatea maximă a solului;
W_2 — volumul de apă care poate ajunge gravitațional la suprafața liberă a acviferului freatic.

ET — evapotranspirația din sol și eventual din acvifer;
atunci poate avea loc una din două situații și anume:

— dacă, $W < W_1 + ET$, atunci, $W_2 = 0$ și scurgerea în albie rămîne cea inițială;

— dacă, $W > W_1 + ET$, atunci, $W_2 = 0$ și are loc o suplimentare a scurgerii subterane.

În cea de-a doua situație, procesul se desfășoară mai departe în funcție de nivelul H al apei din albie. Atît timp cît suprafața liberă a acviferului este deasupra nivelului din albie, scurgerea acesteia este alimentată cu volumul S

$$S = W_2 - \Delta W_2, \tag{17.1}$$

unde ΔW_2 este volumul înmagazinat și care rămîne în acvifer în timpul Δt. Cînd invers, nivelul apei din albie este deasupra — cum eventual poate avea loc în perioada de ape mari — atunci alimentarea subterană încetează și acviferul este el însuși alimentat de curentul de suprafață. Avînd în vedere durata relativ mică în raport cu durata totală a scurgerii de bază, în multe cazuri această fază se neglijează.

Volumul total al formației subterane hidrologice, care alimentează suplimentar curentul de suprafață pînă la următoarea precipitație, rezultă din însumarea volumelor parțiale reprezentate prin relația (17.1). Aceste volume parțiale au valori diferite de la un pas de timp la altul, dar mult mai mici și cu o amplitudine redusă comparativ cu scurgerea directă.

17.3. Evaluarea scurgerii de bază

Problema evaluării în perioada dintre două precipitații succesive P_1 și P_2 (fig. 17.2) constă în final în determinarea hidrografului de debite al scurgerii subterane, mărginit de linia $ABCD$, linie care-l separă de scurgerea directă.

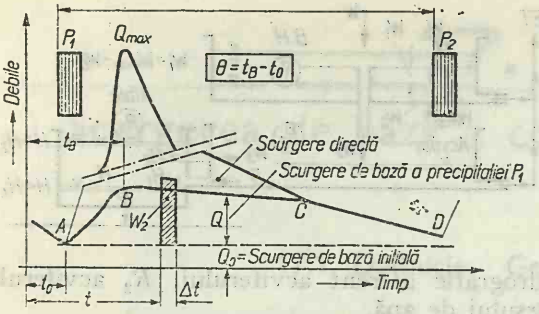


Fig. 17.2. Hidrograful scurgerii de bază dintre două precipitații semnificative.

Cu notația Q^* a debitului de alimentare a acviferului și cu Q debitul său de evacuare în albie aceste debite rezultă din:

$$Q^* = \frac{W_2}{\Delta t} \text{ și } Q = \frac{S}{\Delta t} = \frac{W_2 - \Delta W_2}{\Delta t} \tag{17.2}$$

Procesul alimentării și a evacuării acviferului este în esență analog fenomenului de propagare a undei de viitură în albie, așa că i se poate da o interpretare analitică după sistemul de relații (15.7), adică:

$$Q^* - Q = \frac{dW_2}{dt};$$
$$W_2 = \tau Q, \tag{17.3}$$

unde relația ultimă este simplificată ca urmare a faptului că debitul evacuat Q are în acvifer o pondere mult mai mare asupra acumulării decît debitul de alimentare; τ este un parametru specific acviferului. Prin calcule analoage ca în cazul relațiilor (15.7) se ajunge în final la următoarele formulări analitice:

$$Q = e^{-t/\tau}\left[\int_0^t e^{t/\tau} \cdot Q^*(t) \cdot dt - \int_\theta^t Q^*(o) \cdot dt\right]; \qquad 0 < t < t_B - t_0$$
$$Q = e^{-t/\tau}\left[\int_0^{t_B - t_0} e^{t/\tau} \cdot Q^*(t) \cdot dt - \int_0^{t_B - t_0} Q^*(o) \cdot dt\right]; \quad t > t_B - t_0 \tag{17.4}$$

Aceste formulări conțin doi parametri de tipul τ și θ adică ($t_B - t_0 = \theta$) și ele reprezintă scurgerea subterană datorită precipitației efective; scurgerea totală de bază se obține prin suprapunerea cu debitul de bază Q_0 existent la începutul precipitației menționate. Simplificînd problema prin acceptarea unui debit mediu $\bar{Q}^* = \text{const.}$ în loc de variația $Q^*(t)$, expresiile analitice (17.4) se pot scrie în forma adimensională și anume:

$$\frac{Q}{\bar{Q}^*} = \frac{e^{-t/\tau}}{\tau}\left[\int_0^t e^{t/\tau}\, dt - \int_0^t dt\right]; \quad 0 < t < \theta$$
$$\frac{Q}{\bar{Q}^*} = \frac{e^{-t/\tau}}{\tau}\left[\int_0^\theta e^{t/\tau}\, dt - \int_0^\theta dt\right]; \quad t > \theta$$

În urma efectuării integrării se obține în final:

$$\frac{Q}{\bar{Q}^*} = 1 - e^{-t/\tau}\left(1 + \frac{t}{\tau}\right); \quad 0 \leqslant \frac{t}{\theta} \leqslant 1;$$
$$\frac{Q}{\bar{Q}^*} = e^{-t/\tau}\left(e^{\theta/\tau} - 1 - \frac{\theta}{\tau}\right); \quad \frac{t}{\theta} \geqslant 1. \tag{17.5}$$

O reprezentare grafică a relațiilor (17.5) pentru $\theta/\tau = 0{,}50$; 0,75 și 1,00 este redată în figura 17.3, *a*, unde s-a desenat și debitul inițial Q_0.

Pentru o eventuală variație în scară a debitului Q^*, scurgerea subterană se poate obține prin aplicarea procedeului de mai sus pentru fiecare treaptă și apoi, prin suprapunere cu decalajele respective se obține variația debitului Q al scurgerii.

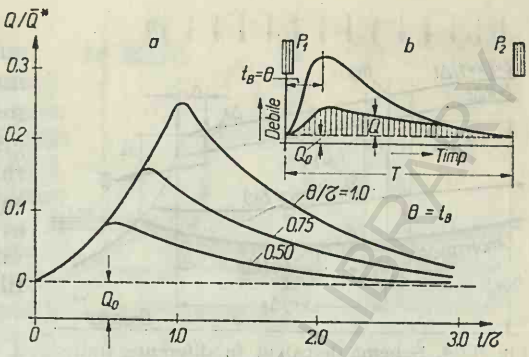


Fig. 17.3. Hidrografe de bază adimensionale pentru diferite rapoarte θ/τ.

Problema următoare constă în determinarea parametrilor τ și θ și a debitului Q^* de alimentare a acviferului. Pentru BH foarte mici mărimile menționate pot fi determinate folosind rezolvările indicate în capitolul 8.

În cazul BH de dimensiuni normale, este necesar să se dispună — pe intervalul dintre două precipitații — de cel puțin un hidrograf de viitură în profilul bazinului, stabilit prin măsurători directe și asupra căruia trebuie să se facă următoarele operațiuni:

— separarea scurgerii de bază (inițială și subterană) de scurgerea directă. În mod frecvent se admite construcția din figura 17.3, *b* — oarecum arbitrară — în care vîrful scurgerii de bază se află deplasat față de verticala debitului maxim al hidrografului;

— calcularea volumului V al scurgerii subterane prin planimetrare (suprafața hașurată pe figură) și calculul debitului mediu de alimentare:

$$Q^* = \frac{V}{T}, \tag{17.6}$$

unde T este durata totală a scurgerii subterane;

— măsurarea la scurgerea subterană a unui număr de valori Q_k — începînd cu valoarea maximă — și a timpilor respectivi $(Q_k; t_k)$, pe ramura descrescătoare;

— formularea funcției de minim pentru determinarea din aproape în aproape a parametrilor θ și τ, folosind relația a doua (17.5):

$$F = \sum_{k=1}^{n} \left[e^{-t_k/\tau} \left(e^{\theta/\tau} - 1 - \frac{\theta}{\tau} \right) - \frac{Q_k}{\bar{Q}^*} \right]^2 \to \min; \tag{17.7}$$

— calculul parametrilor θ și τ prin procedeul descris pentru formula (13.47).

Drept urmare se pot evidenția următoarele aspecte:

— formarea scurgerii subterane (de bază) într-un BH se desfășoară după același proces fizic ca și formarea scurgerii directe sau a propagării undei de viitură în albii;

— particularitatea sa constă în simplificarea funcției liniare de volum acumulat, care depinde în special de debitele de evacuare și de un parametru global caracteristic ansamblului de acvifere din BH considerat;

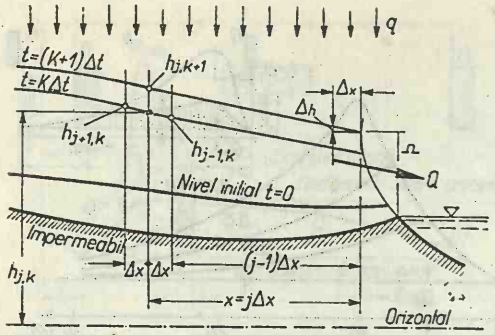


Fig. 17.4. Schema de calcul în diferențe finite a scurgerii de bază.

— hidrografele debitelor scurgerii subterane depind de raportul parametrilor θ/τ; cu cît acesta are valori mai mici cu atît ordonatele hidrografelor sînt mai mici. Raportul caracterizează astfel capacitatea ansamblului de acvifere freatice de a evacua debitele de apă primite gravitațional (partea de precipitații infiltrate);

— față de diversitatea morfologică a ansamblului de acvifere și a caracteristicilor lor fizice, folosirea parametrilor globali și a calculului lor pe bază de date sînt căile normale de soluționare a problemei deterministe a scurgerii subterane dintr-un BH.

În cazul în care se cere — pentru mișcarea nepermanentă — a se calcula debitele scurgerii subterane (fără debitul inițial Q_0) pentru un sector scurt de albie, procedeul de calcul poate fi cel hidraulic. Conform figurii 17.4, ecuația fundamentală este ecuația *Boussinesq* liniarizată și anume în mediu omogen:

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{K}{n} \overline{H} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\mathrm{d}h}{\mathrm{d}t} \right) + \frac{q}{n}, \tag{17.8}$$

care scrisă în diferențe finite are forma:

$$\frac{h_{j,k+1} - h_{j,k}}{\Delta t} = \frac{K}{n} \overline{H} \frac{h_{j+1,k} + h_{j-1,k} - 2h_{j,k}}{(\Delta x)^2} + \frac{1}{2n} (q_{j,k} + q_{j,k+1}) \tag{17.9}$$

unde:

K și n sînt coeficientul de permeabilitate a stratului, respectiv porozitatea efectivă;
$\overline{H}$ — înălțimea medie a nivelului freatic deasupra planului orizontal;
h — înălțimi ale nivelului freatic deasupra planului orizontal;
Δx și Δt — pas de distanță și de timp;
q — debitul specific cu care se alimentează stratul freatic.

Din ecuația (17.9) se calculează $h_{j,k+1}$ prin procedeul treaptă cu treaptă începînd cu situația inițială cunoscută. Pe baza fiecărei suprafețe libere a stratului freatic se calculează debitul Q la contactul cu albia, folosind cunoscuta ecuație Darcy:

$$Q = K \frac{\Delta h}{\Delta x} \Omega l, \tag{17.10}$$

unde Ω este secțiunea de scurgere, iar l — lungimea malului.

Un astfel de calcul implică o identificare a morfologiei stratului freatic, starea inițială, direcția de scurgere. Cazul particular al mișcării permanente a fost descris la paragraful 5.9.

17.4. Curba de secare

Ramura descrescătoare a hidrografului de viitură prelungită pe toată perioada fără precipitații dă indicații utile asupra părții finale a scurgerii de bază.

Construcția ramurii descrescătoare — care se mai numește și *curba de secare* — se obține în cazul unei suite de precipitații, prin translatarea segmentelor din intervalele fără precipitații (fig. 17.5). Această curbă se poate exprima analitic în funcție de timp, printr-o relație exponențială de forma:

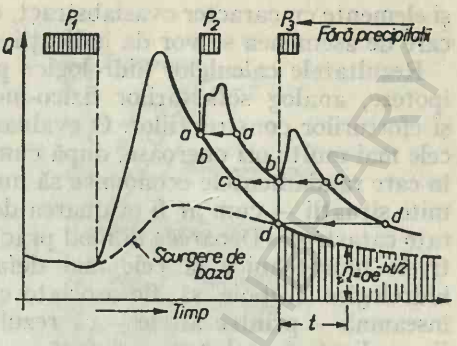


Fig. 17.5. Trasarea curbei de secare a scurgerii de bază.

$$Q = a \cdot e^{-bt^{1/3}}. \qquad (17.11)$$

Parametrii a și b se determină ca valori medii pe baza unor hidrografe măsurate folosind metoda sumei micilor pătrate.

Curba de secare permite să se calculeze valoarea debitului minim al unui curs de apă la capătul unei perioade de secetă.

18

Calcule hidrologice complementare

18.1. Considerații generale

Punerea în valoare a resurselor hidrologice în condiții optime și asigurarea comportării corespunzătoare a construcțiilor hidrotehnice aferente, impun mai înainte de toate ca regimul acestor resurse în amplasament să fie corect evaluat.

În capitolele anterioare s-au expus bazele pe care s-au construit cele mai multe din procedeele practice utilizate în proiectarea hidrologică a folosințelor și construcțiilor. În continuare, se vor relua pentru completare o serie de procedee de calcul ca și altele în care nu există un fond suficient de date pentru a aplica teoriile corespunzătoare.

Se va reține de asemenea că dacă scurgerea maximă și cea minimă se manifestă în mod natural prin cantități concrete (debite, volume, niveluri), intervin totuși în proiectarea construcțiilor hidrotehnice și gospodărirea apelor

și elemente cu caracter cvasiabstract, cum este valoarea scurgerii medii, despre care de asemenea se vor da indicații speciale de calcul.

Rezultatele calculelor hidrologice pentru proiectare trebuie considerate ca ipoteze, analog solicitărilor fizico-mecanice folosite în calculul stabilității și eforturilor construcțiilor. O evaluare în exces atrage aspecte economice de cele mai multe ori oneroase, după cum o evaluare în minus poate crea situații în care randamentele economice să nu corespundă celor proiectate, iar în anumite situații — cum ar fi evaluarea debitelor maxime — să conducă la adevărate catastrofe. Deoarece în mod practic nu este posibil a se dimensiona obiectivele hidrotehnice la cele mai defavorabile situații imaginabile, calculele hidrologice trebuie să fie asociate cu *principiul riscului admisibil*. Aceasta înseamnă — printre altele — că rezultatele unui calcul hidrologic trebuie să fie analizate în colaborare strînsă cu proiectanții obiectivelor hidrotehnice și decizii finale să fie luate de comun acord, în special pentru obiectivele de mai mare importanță economică și la imprecizii în reglementările oficiale.

19

Hidrograful de calcul al viiturii pentru proiectare

19.1. Utilizarea hidrografului unitar

În subcapitolul 13.2 s-a arătat metodologia de calcul a unui hidrograf de viitură folosind hidrograful unitar elementar, adică acel răspuns al BH pentru o precipitație efectivă cu $h = 1$, respectiv cu intensitatea $i_0 = 1/\Delta t$, unde Δt este durata foarte mică a precipitației menționate. În mod frecvent se mai folosește în proiectare aceeași teorie, dar cu utilizarea unui hidrograf unitar cu aceeași înălțime $h = 1$ însă avînd ca durată, întreaga durată a precipitației efective, t_p.

Dacă se reține faptul că teoria consideră precipitația pe întreg BH, ca avînd aceleași caracteristici (intensitate, durată), atunci se poate trage concluzia că domeniul de aplicare a teoriei hidrografului unitar este limitat la suprafețe de BH relativ mici. În cazul în care precipitațiile în diferitele stații hidrometeorologice nu diferă prea mult, aplicarea metodei se poate extinde la bazine de maximum 4 000...5 000 km^2.

Etapele pentru determinarea unui hidrograf de viitură încep prin determinarea hidrografului unitar cu durata precipitației efective, în general după metodologia descrisă la 13.2, dar cu un aspect mai global impus de durata totală t_p.

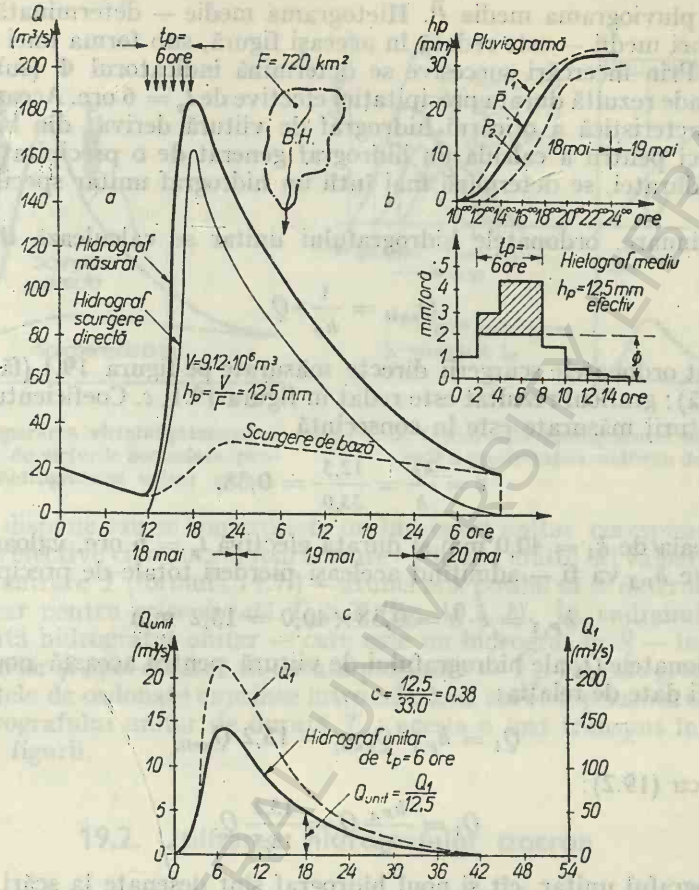


Fig. 19.1. Exemplu de calcul al unui hidrograf unitar global t_p a precipitației.

Figura 19.1 exemplifică modul de calcul al acestui hidrograf unitar global, necesar determinării unui hidrograf de viitură ale cărui debite se colectează de pe un BH în suprafață de $F = 720$ km² și sînt generate de o precipitație medie de 40 mm în pluviometre.

Hidrograful rezultat din măsurători are un singur vîrf și este redat în figura 19.1 unde se vede și separarea scurgerii directe de scurgerea de bază după indicațiile capitolului 17. Prin planimetrarea hidrografului scurgerii directe, volumul acesteia este $V = 9{,}12 \cdot 10^6$ m³, de unde rezultă — cu neglijarea volumului aferent acviferului — că față de înălțimea precipitației de $h = 33{,}0$ mm precipitația efectivă va fi:

$$h_p = \frac{V}{F} = 1000 \frac{9{,}12 \cdot 10^6}{720 \cdot 10^6} = 12{,}5 \text{ mm}. \qquad (19.1)$$

Următorul calcul se referă la durata efectivă a precipitației care a generat hidrograful măsurat. În BH fiind instalate două pluviografe au înregistrat pluviogramele P_1 și P_2 (fig. 19.1, *b*), — aproximativ cu aceeași durată — care

conduc la pluviograma medie $\bar{P}$. Hietograma medie — determinată pe baza pluviogramei medii — este redată în aceeași figură, sub forma unei diagrame în trepte. Prin încercări succesive se determină indicatorul Φ (subcapitolul 10.2), de unde rezultă durata precipitației efective de $t_p = 6$ ore. Această durată este o caracteristică a oricărui hidrograf de viitură derivat din hidrograful unitar; deci pentru a calcula un hidrograf generat de o precipitație cu altă valoare a duratei, se determină mai întîi un hidrograf unitar specific acestei durate.

În continuare, ordonatele hidrografului unitar se calculează din relația simplă

$$Q_{unit} = \frac{1}{h_P} \cdot Q, \tag{19.2}$$

unde Q sînt ordonatele scurgerii directe măsurate pe figura 19.1 (fără scurgerea de bază); graficul rezultat este redat în figura 19.1, *c*. Coeficientul de scurgere al viiturii măsurate este în consecință

$$c = \frac{h_P}{h} = \frac{12,5}{33,0} = 0,38. \tag{19.3}$$

Pentru ploaia de $h_1 = 40,0$ mm și durată efectivă $t_p = 6$ ore, valoarea înălțimii efective $h_{P,1}$ va fi — admițînd aceleași pierderi totale de precipitație — :

$$h_{P,1} = c \cdot h = 0,38 \times 40,0 = 15,2 \text{ mm} \tag{19.4}$$

și deci ordonatele Q_1 ale hidrografului de viitură pentru această nouă precipitație vor fi date de relația:

$$Q_1 = h_{P,1} \cdot Q_{unit;} = 15,2\, Q_{unit;} \tag{19.5}$$

respectiv cu (19.2):

$$Q_1 = \frac{h_{P,1}}{h_P} Q = \frac{15,2}{12,5} Q.$$

Atît hidrograful unitar, cît și noul hidrograf sînt desenate la scări de debite diferite în figura 19.1, *c*. De reținut caracteristica generală a teoriei după care toate hidrografele din același BH, generate de precipitații cu o aceeași durată efectivă, dar diferite ca înălțimi, au același timp de desfășurare a debitelor.

Pentru a se obține hidrografele de viitură completate cu scurgerea de bază aceasta se adaugă la hidrografele scurgerii directe, în general cu aceea luată din determinarea hidrografului unitar.

Dacă hidrograful măsurat, care servește pentru calculul hidrografului unitar, are vîrfuri secundare (fig. 19.2), atunci se va reține numai scurgerea directă generată de precipitația majoră (așa cum se vede haşurat pe figură).

19.1.1. Hidrograf unitar de durată multiplu de t_p.

Odată determinat hidrograful unitar de durată t_p, se poate trece cu ajutorul acestuia la un hidrograf unitar a cărui durată efectivă a precipitației efective poate fi un *multiplu întreg* de t_p. În figura 19.3, *a* se exemplifică modul de construcție, folosind defazarea cu t_p și suprapunerea conform teoriei sistemelor liniare.

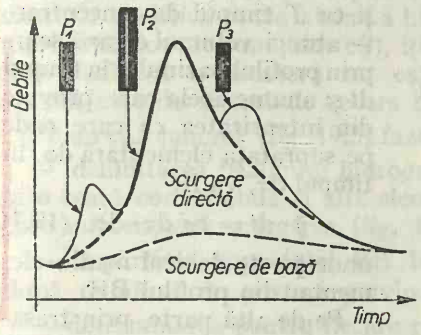


Fig. 19.2. Separarea vîrfului principal al hidrografului de vîrfurile secundare, pentru calculul hidrografului unitar global.

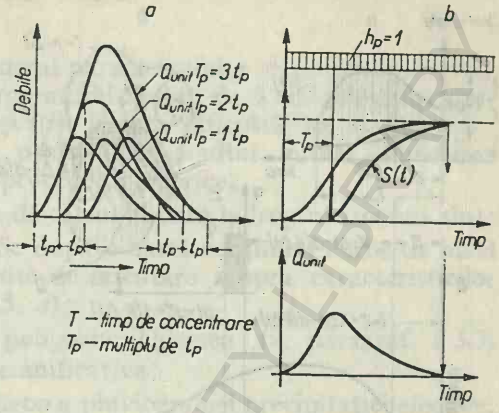


Fig. 19.3. Construcția hidrografului unitar de durată a precipitației multiplu de t_p.

Dacă se dispune sau se construiește un hidrograf unitar corespunzător unei precipitații efective cu o durată foarte mare — de mai multe ori valoarea timpului de concentrare T (formula 14.7.) — atunci este posibil să se determine hidrograful unitar pentru *orice durată* $T_p \geqslant T$ (fig. 19.3, *b*). În cadranul superior se reprezintă hidrograful unitar — care este un hidrograf în S — începînd cu originea axelor și apoi defazat cu durata propusă $t = T_p$. Nu este greu de văzut că segmentele de ordonate cuprinse între cele două curbe reprezintă chiar ordonatele hidrografului unitar de durată T_p; acesta a fost transpus în cadranul inferior al figurii.

19.2. Utilizarea hidrografului izocron

Denumirea dată acestui hidrograf este legată de faptul că pentru determinarea lui se folosesc izocronele care se trasează pe harta BH și descrise la subcapitolul (14.2). Este de notat un avantaj important al metodologiei, prin aceea că nu se impune nici o restricție în ceea ce privește neuniformitatea caracteristicilor precipitației pe întreaga suprafață a bazinului. Drept urmare, hidrograful izocron se poate calcula pe suprafețe drenate mai mari decît hidrograful unitar.

19.2.1. Formulări de principiu

O primă noțiune care intervine este aceea de *precipitație (aversă) eficace* h. În figura 19.4, *a* se arată caracteristica acesteia ca fiind precipitația care include toate pierderile (infiltrație, evaporare, retenție superficială), dar limitată la durata t_p a precipitației efective h_p. Legătura între înălțimile, respectiv intensitățile acestor două precipitații este:

$$\frac{h_p}{t_p} = c\frac{h}{t_p} \quad \text{sau} \quad i' = ci, \tag{19.6}$$

unde c este un coeficient de scurgere (subcap. 10.2); i și i' — intensități.

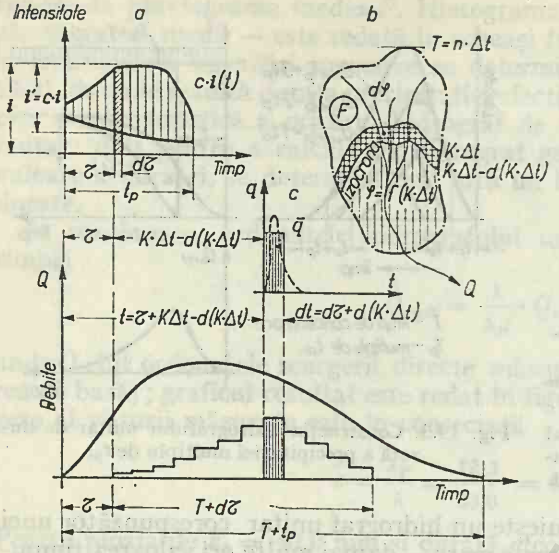


Fig. 19.4. Schema de principiu pentru calculul hidrografului izocron:
a — precipitația eficace; *b* — funcția suprafeței $\varphi(K.\Delta t)$; *c* — hidrograf instantaneu.

Dacă BH este fragmentată în $n = T/\Delta t$ izocrone — cu echidistanța Δt (fig. 19.4, *b*) și cu T timpul de concentrare — atunci volumul de apă scurs prin profilul bazinului în timpul dt și anume acela care provine din intensitatea $c.i$ care cade pe suprafața elementară $d\varphi$, în timpul $d\tau$, va fi:

$$\bar{q} \cdot dt = c.i.d\tau \cdot d\varphi, \quad (19.7)$$

unde $\bar{q}$ este debitul mediu elementar din profilul BH.

Pe de altă parte, prin trasarea izocronelor, suprafața φ_k, (începînd din aval pînă la izocrona $K \cdot \Delta t$) este o funcție de acestea, adică:

$$\varphi_k = f(K \cdot \Delta t), \quad (19.8)$$

de unde ecuația (19.7) se mai poate scrie înlocuind pe $d\varphi$ cu $df(K \cdot \Delta t)$,

$$\bar{q} \cdot dt = c \cdot i \cdot d\tau \cdot df(K \cdot \Delta t).$$

Deoarece conform figurii 19.4, *c*

$$K \cdot \Delta t = t - \tau \quad \text{și} \quad df(K \cdot \Delta t) = \frac{df(K \cdot \Delta t)}{d(K \cdot \Delta t)} \cdot d(K \cdot \Delta t),$$

relația de mai sus devine prin înlocuire:

$$\bar{q} = c \cdot i \cdot d\tau \cdot f'(t - \tau) \cdot \frac{(dt - d\tau)}{dt}$$

sau destul de exact (ultimul termen fiind neglijabil)

$$\bar{q} = c \cdot i \cdot d\tau \cdot f'(t - \tau). \quad (19.9)$$

În fine, dacă se consideră că, coeficientul de scurgere c ar putea varia cu τ și $K \cdot \Delta t$ și dacă i se asociază intensității abscisa sa pe hietogramă, ecuația (19.9) ia forma generală

$$\bar{q} = c(\tau, t - \tau) \cdot i(\tau) \cdot f'(t - \tau) \cdot d\tau. \quad (19.10)$$

Ordonata hidrografului în condițiile ecuației de mai sus, ca rezultat al colectării de pe întreg BH, la timpul t, va rezulta din integrala Duhamel

$$Q_{t=t_p} = \int_{t=0}^{t_p} c(\tau, t - \tau) \cdot i(\tau) \cdot f'(t - \tau) \cdot d\tau \quad (19.11)$$

unde

$$0 < t - \tau < T \quad \text{și} \quad 0 < \tau < t_p \quad (19.12)$$

Fiindcă $c(\tau, t - \tau) \cdot i(\tau)$ reprezintă intensitatea efectivă, se vede clar identitatea formulei (13.33) cu ecuația (19.11). Din confruntarea celor două relații identice rezultă că expresia $f'(t - \tau)$ este chiar *hidrograful instantaneu*, care s-ar putea astfel obține în măsura în care funcția însăși este cunoscută analitic.

19.2.2. Calculul practic al hidrografului izocron

Integrarea ecuației (19.11) de-a lungul parametrului τ ar putea conduce la expresia analitică în variabila t a hidrografului căutat, dacă sînt posibile exprimări analitice ale funcțiilor $c(t)$, $i(t)$ și $f(t)$. În fața dificultăților de generalizare analitică a acestora nu este posibilă în stadiul actual — folosirea acestei metode și trebuie recurs la procedee numerice.

Pe un caz concret (fig. 19.5) fazele de calcul al unui hidrograf izocron sînt:

— delimitarea bazinului hidrografic după o hartă conținînd curbe de nivel la o scară convenabilă și alte elemente de orientare asupra caracteristicilor care influențează scurgerea (fig. 19.5, *a*);

— împărțirea suprafaței BH în poligoane Thiessen (v. paragraf 6.3.3) după numărul de posturi pluvio semnificative;

— determinarea pentru fiecare poligon a pluviogramei precipitației efective, fie prin coeficientul de scurgere ecuația (19.7), fie prin scăderea intercepției, retenției și infiltrației;

— alegerea unui pas de timp Δt, care determină variația în scară a fiecărei hietograme, astfel încît numărul de trepte să fie întreg. În cazul din figura 19.5, $\Delta t = 2$ ore pentru fiecare din cele cinci hietograme;

— trasarea pe suprafața BH a curbelor izocrone cu același echitimp Δt ca și al hietogramelor; în exemplu timpul de concentrare fiind $T = 24$ ore, au rezultat 12 izocrone (fig. 19.5, *a*),;

— planimetrarea suprafețelor parțiale dintre izocrone și a fragmentelor cuprinse în fiecare poligon Thiessen.

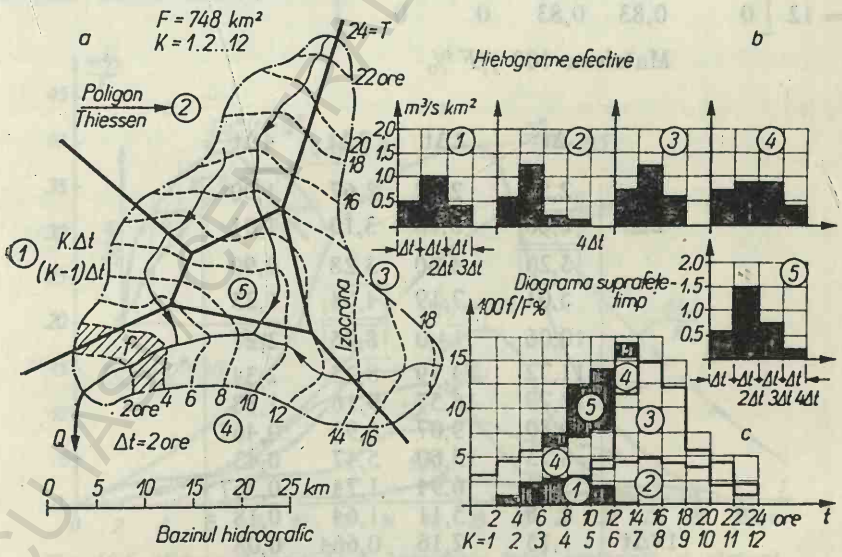


Fig. 19.5. Aplicație pentru calculul hidrografului izocron:

a — fragmentarea BH în suprafețe parțiale Thiessen și izocrone; *b* — hietograme efective; *c* — areogramele totală și parțiale.

— desenarea în raport cu valoarea crescătoare a izocronelor a diagramei suprafață — timp. În exemplu diagrama a fost redată în procente din suprafața integrală $F = 748$ km² a BH (fig. 19.5, *c*);

— Prin particularizarea ecuației (19.7) unde în cazul de față $dt = d\tau = \Delta t$, relația principială de calcul a debitelor elementare va fi:

debit instantaneu = intensitate efectivă × suprafață parțială (19.13)

Pe ansamblu, intensitățile de la același timp și suprafețele parțiale ale BH conduc la un hidrograf de debite instantaneu calculabil ca produs al matricelor

$$[q] = [f] \cdot [i] \tag{19.14}$$

Pentru cazul considerat, matricea suprafețelor redate în valori relative' $100\ f/F$ matricea intensităților si a produsului sînt:

→ Poligoane Thiessen

între izocrone	①	②	③	④	⑤
$k = 1$	0	0	0	3,34	0
↓	1,00	0	0	3,38	0
	2,2	0	0	3,00	0
	2,63	0	0	3,20	1,33
	2,80	0	0	4,00	5,33
	1,83	1,83	0,66	3,20	6,00
	0,33	4,17	7,14	4,00	1,00
	0	4,67	10,0	0	0
	0	4,33	7,67	0	0
	0	3,67	1,67	0	0
	0	1,80	2,13	0	0
$k = 12$	0	0,83	0,83	0	0

Matricea $100\ f/F$ %

$\times$

①	0,5	1,0	0,4	0
②	0,6	1,3	0,2	0,1
③	0,8	1,3	0,6	0
④	0,7	0,8	0,8	0,3
⑤	1,1	1,5	0,7	0,2

$=$

Matricea intensităților, în m³/s km²

	Δt	2Δt	3Δt	4Δt
	2,33	2,67	2,67	1,00
2Δt	2,86	3,70	3,10	1,01
	3,20	4,60	3,28	0,90
	5,01	7,19	4,54	1,23
	10,06	14,0	8,05	2,27
=	11,72	14,79	8,25	2,34
	12,29	16,57	9,16	1,88
	10,80	19,07	6,93	0,467
	8,73	15,60	5,47	0,43
	3,54	6,94	1,74	0,367
	2,78	5,11	1,64	0,18
12Δt	1,15	2,16	0,664	0,08

Matricea hidrografelor *q* instantanee (coloane) în m³/s.km²

Elementele ultimei matrice ca produs al celorlalte două rezultă din regula generală de înmulțire a matricelor. De exemplu:

$$2{,}86 = 0{,}5 \cdot 1{,}0 + 0{,}6 \cdot 0 + 0{,}8 \cdot 0 + 0{,}7 \cdot 3{,}38 + 1{,}1 \cdot 0$$
$$3{,}20 = 0{,}5 \cdot 2{,}2 + 0{,}6 \cdot 0 + 0{,}8 \cdot 0 + 0{,}7 \cdot 3{,}0 + 1{,}1 \cdot 0 \quad \text{ș.a.m.d.}$$

$$4{,}54 = 0{,}4 \cdot 2{,}63 + 0{,}2 \cdot 0 + 0{,}6 \cdot 0 + 0{,}8 \cdot 3{,}20 + 0{,}7 \cdot 1{,}33$$
$$8{,}05 = 0{,}4 \cdot 2{,}80 + 0{,}2 \cdot 0 + 0{,}6 \cdot 0 + 0{,}8 \cdot 4{,}0 + 0{,}7 \cdot 5{,}33 \quad \text{ș.a.m.d.}$$

Cu valorile fiecărei coloane a matricei produs, se construiesc cele patru grafice de debite instantanee, bineînțeles defazate cu $\Delta t = 2$ ore (fig. 19.6, *a*);

— Prin însumarea ordonatelor de la același timp a celor patru hidrografe se obține hidrograful instantaneu general $Q^*(t)$, în $m^3/s.km^2$, fără influența acumulării apei pe suprafața bazinului.

Transformarea hidrografului $Q^*(t)/F$ în forma atenuată datorită acumulării unui strat de apă pe suprafața bazinului, se rezolvă considerînd acesta ca un rezervor în care la capătul său intră debitele hidrografului, iar la capătul final se evacuează $Q(t)/F$. În acest scop se folosesc relațiile (15.4), unde $\alpha = 0$ și relațiile (15.15) și (15.16).

Se obțin astfel, pentru $\Delta t = 2$ ore și $\tau = 5$ ore, cei trei parametri

$$a = b = \frac{0{,}5\ \Delta t}{\tau + 0{,}5\ \Delta t} = \frac{1}{6}; \quad c = \frac{5}{6}; \quad a + b + c = 1{,}0$$

Prin ordonarea calculului după formatul din paragraful 15.2.2 — rezultă valorile din tabelul 19.1.

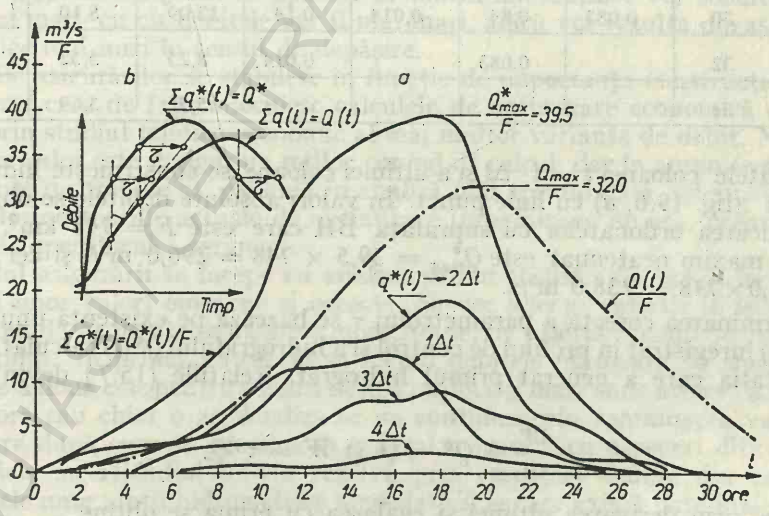


Fig. 19.6. Hidrografe parțiale și hidrografe total neatenuat și atenuat (aplicația 19.2.2):

a — hidrografe; *b* — schema de calcul a parametrului de atenuare τ.

i	$t=i\cdot\Delta t$ (ore)	Q_i^*/F (m³/s·km²)	Q_{i-1}^*/F (m³/s·km²)	aQ_i^*/F (m³/s·km²)	$\frac{b\cdot Q_{i-1}^*}{F}$ (m³/s·km²)	Q_{i-1}/F (m³/s·km²)	$\frac{cQ_{i-1}}{F}$ (m³/s·km²)	Q_i/F (m³/s·km²)
0	0	0	—	0	—	—	—	0
1	2	2,33	0	0,39	0	0	0	0,39
2	4	5,53	2,33	0,92	0,39	0,39	0,26	1,57
3	6	9,57	5,53	1,59	0,92	1,57	1,05	3,56
4	8	13,71	9,57	2,28	1,59	3,56	2,38	6,25
5	10	21,54	13,71	3,59	2,28	6,25	4,19	9,96
6	12	31,16	21,54	5,19	3,59	9,96	6,67	15,45
7	14	36,35	31,16	6,06	5,19	15,45	10,35	21,60
8	16	37,88	36,35	6,31	6,06	21,60	14,47	26,84
9	18	39,30	37,88	6,55	6,31	26,84	18,00	30,86
10	20	21,89	39,30	3,65	6,55	30,86	20,68	30,88
11	22	15,65	21,89	2,60	3,65	30,88	20,69	26,94
12	24	8,43	15,65	1,40	2,60	26,94	18,04	22,04
13	26	4,17	8,43	0,69	1,40	22,04	14,77	16,89
14	28	0,84	4,17	0,14	0,69	16,86	11,29	12,09
15	30	0,083	0,84	0,014	0,14	12,09	8,10	8,85
16	32		0,083		0,014	8,25	5,52	5,52
17	34					5,52	3,69	3,69

Cu datele coloanei $t = i \cdot \Delta t$ și a ultimei coloane se construiește hidrograful atenuat (fig. 19.6, *a*) cu linie punct. În valori absolute debitele se obțin prin multiplicarea ordonatelor cu suprafața BH care este $F = 748$ km². Astfel, debitul maxim neatenuat este $Q_{max}^* = 39{,}5 \times 748 = 296{,}0$ m³/s și cel atenuat $Q = 32{,}0 \times 748 = 238{,}0$ m³/s.

Determinarea corectă a parametrului τ se bazează pe existența unui hidrograf $Q(t)$ înregistrat în profilul de control și a hidrografului $Q^*(t)$ calculat pentru precipitația care a generat primul hidrograf. Relațiile (15.7) devin pentru $\alpha = 0$

$$\frac{dW}{dt} = Q^* - Q \quad \text{și} \quad W = \tau \cdot Q,$$

de unde, prin derivarea ultimei și egalarea cu prima se obține

$$\frac{Q^* - Q}{\tau} = \frac{dQ}{dt}.$$

Această ultimă relație arată că parametrul τ — în valoare medie — poate fi determinat grafic în modul cum s-a aplicat în figura 19.6, *b*, adică prin trasarea tangentelor la hidrograful $Q(t)$.

O valoare în primă aproximație a parametrului τ ar putea fi condiționată de durata precipitației efective, adică $\tau = \beta t_p$, unde $\beta = 1{,}0...1{,}5$.

19.3. Hidrograful asigurat

Asigurarea unui hidrograf de viitură poate fi privită din două puncte de vedere și anume, sub raportul asigurării parțiale și al asigurării în complex. Primul caz se referă fie la valoarea maximă a debitului, fie la volumul scurgerii reprezentată prin aria hidrografului. În al doilea caz, asigurarea este bidimensională și privește în ansamblu elementele mai sus menționate. După natura problemei pusă de proiectare, se pot obține rezolvările corespunzătoare prin folosirea teoriei expusă în capitolul 3 și cu anumite indicații date prin prescripții oficiale.

19.3.1. Debitul maxim asigurat (asigurare parțială)

Conținutului noțiunii de asigurare a debitului maxim, pe lîngă aspectul său probabilistic i se asociază și aspectul economic. Deoarece o asigurare dată — respectiv perioada de repetare — conduce la o anumită valoare a debitului, aceasta are o influență directă asupra dimensionării construcției, deci asupra investiției. Așa de exemplu, secțiunea de scurgere a unui stăvilar, baraj etc., sau amenajările de apărare în contra inundațiilor vor solicita cheltuieli mai mari cu cît debitele vor fi mai mari, adică vor rezulta din asigurări hidrologice mai mici în sensul de depășire.

Valorile asigurărilor se stabilesc în funcție de importanța construcției prin normative, care de fapt înlocuiesc calculele de optimizare economică ce s-ar obține prin studiul tehnico-economic al mai multor variante de debit. Normarea asigurărilor este desigur un mijloc comod de calcul, dar în anumite situații importante nu trebuie să excludă o analiză mai aprofundată tehnico-economică, folosind teoriile actuale de optimizare (programare liniară, programare dinamică, operatorul Lagrange).

Calculul asigurării se începe cu analiza șirului statistic de valori în scopul obținerii unor valori omogene și corecte. Se vor selecta valorile în sensul ca să corespundă fie debitelor maxime momentane, fie valorilor medii pe un interval de timp. În prima categorie se includ debitele măsurate pe rîuri mici. În cea de-a doua cele pentru cursuri de apă mijlocii și mari unde intervalul poate fi de o oră sau chiar o zi. Analiza se va continua prin examinarea valorilor mari, care după cum se știe sînt în general măsurate cu oarecari dificultăți; eventualele incertitudini se vor rezolva prin corectări deduse din corelații cu debitele unor stații hidrometrice apropiate și la care există date mai sigure. Se recomandă de asemenea ca în asemenea cazuri să se studieze influența sporirii sau diminuării valorilor maxime incerte asupra rezultatelor urmărite prin calcul de asigurare. Etapele de calcul și modul de rezolvare sînt exemplificate

prin calculul debitelor maxime anuale din perioada 1950—1975 la stația Lespezi a rîului Siret.

— Se calculează media $\bar{Q}_{max}$, coeficientul de variație C_v, coeficientul de asimetrie C_s, abaterea medie pătratică σ și asigurările empirice $\prod$, ca rezultat al ordonării calculelor în modul cum se arată în tabelul 19.2.

— Parametrii conform relațiilor (3.27) au valorile:

$$\bar{Q}_{max} = 11268/26 = 433{,}4 \text{ m}^3/\text{s}; \quad C_v = (9{,}836/25)^{1/2} = 0{,}63;$$

$$\sigma = 0{,}63 \cdot 433{,}4 = 272 \text{ m}^3/\text{s}; \quad C_s = 7{,}554/26 \cdot 0{,}63^3 = 1{,}16 \ (\sim 2C_v).$$

Tabelul 19.2

Formatul de calcul al parametrilor curbei de asigurare $X = Q_{max}$ Riul Siret. Stația Lespezi (1950—1975)

Anul	Q_{max} (m³/s)	Q_{max} (ordonat)	$K_m = Q_{max}/\bar{Q}_{max}$	$K_m - 1$	$(K_m - 1)^2$	$(K_m - 1)^3$	m	$\Pi = m/n + 1$ (%)	u (Gama)
1950	145	1133	2,61	+1,61	2,560	+4,170	1	3,7	5,05
51	432	1080	2,49	+1,49	2,220	+3,310	2	7,4	4,27
52	228	871	2,01	+1,01	1,020	+1,030	3	11,1	3,77
53	288	742	1,71	+0,71	0,500	+0,360	4	14,8	3,37
54	103	739	1,68	+0,68	0,460	+0,310	5	18,5	3,10
55	871	593	1,37	+0,37	0,140	+0,050	6	22,2	2,86
56	502	549	1,27	+0,27	0,080	+0,020	7	25,9	2,65
57	205	502	1,16	+0,16	0,030	+0,004	8	29,6	2,46
58	549	486	1,12	+0,12	0,014	+0,002	9	33,3	2,28
59	270	451	1,04	+0,04	0,002	+0,0006	10	37,0	2,13
1960	275	432	1,00	±0	0	0	11	40,7	1,98
61	203	431	0,99	−0,01	0,0001	0	12	44,4	1,85
62	451	394	0,91	−0,09	0,008	0	13	48,1	1,72
63	277	288	0,66	−0,34	0,012	−0,004	14	51,8	1,60
64	244	287	0,66	−0,34	0,012	−0,004	15	55,5	1,49
65	593	277	0,64	−0,36	0,013	−0,005	16	59,2	1,38
66	147	275	0,63	−0,37	0,013	−0,005	17	62,9	1,27
67	287	270	0,62	−0,38	0,014	−0,005	18	66,6	1,20
68	193	244	0,56	−0,44	0,19	−0,080	19	70,3	1,10
69	1133	228	0,53	−0,47	0,22	−0,100	20	74,0	1,00
1970	739	205	0,47	−0,53	0,28	−0,150	21	77,3	0,90
71	394	203	0,47	−0,53	0,28	−0,150	22	81,0	0,80
72	431	193	0,44	−0,56	0,31	−0,170	23	84,7	0,67
73	486	147	0,34	−0,64	0,41	−0,260	24	88,4	0,55
74	1080	145	0,33	−0,67	0,46	−0,310	25	92,1	0,42
75	742	103	0,23	−0,77	0,59	−0,460	26	95,8	0,27
$\Sigma = 11268$		$\Sigma = 26$		$\Sigma = 0$	$\Sigma = 9{,}836$	$\Sigma = 7{,}554$			

Se trece la studiul comparației diferitelor relații teoretice de asigurare față de asigurările empirice Π, calculate după (3.6) și tabelate în penultima coloană a formatului. Figura 19.7, *a* și *b* cuprinde formula *Pearson III*, figura 19.7, *c* formula *Gama* și figura 19.7, *d* formula *Gumbel*. Intervalul în care trebuie să se înscrie curbele teoretice — ca primă condiție — este evaluat în mod normal prin abaterea medie pătratică; în spațiul $(\bar{Q}_{max} \pm \sigma)$ trebuie să se cuprindă punctele reprezentînd asigurările empirice. O a doua condiție constă în apropierea cît mai mult a punctelor cu valori extreme, de curbele teoretice. Din acest punct de vedere asigurarea *Gama* apare ca cea mai convenabilă pentru cazul luat aci în considerare, urmată de asigurarea *Pearson III*.

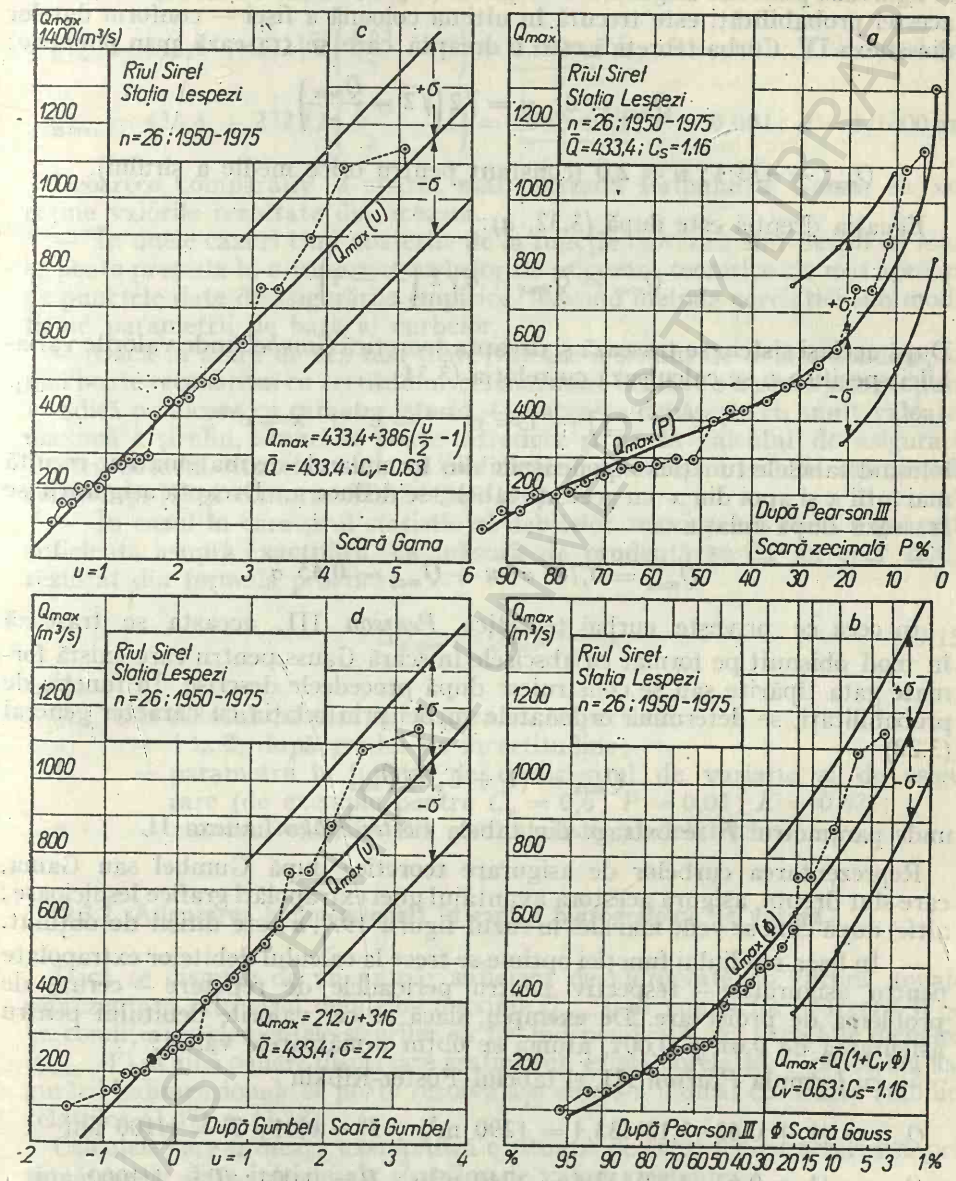


Fig. 19.7. Debite maxime asigurate r. Siret la Stația Lespezi:

a — după *Pearson III* în format zecimal; *b* — după *Pearson III* în format Gauss; *c* — după *Gama* în format *Gama*; *d* — după *Gumbel* în format *Gumbel*.

BCU IAȘI UNIVERSITY LIBRARY

În vederea trasării curbelor teoretice de asigurare paragraful 3.2.2. conține indicațiile necesare pentru cazul formatului de probabilitate *Gama*. Mai întîi se figurează punctele asigurărilor empirice (Π ; u), unde variabila u — specifică acestei probabilități este trecută în ultima coloană a fișei — conform datelor din anexa IV. Curba teoretică este o dreaptă care se trasează prin punctele:

$$Q_{max} = 0; \quad u = \sqrt{2}\left(\sqrt{2} - \frac{\bar{Q}_{max}}{\sigma}\right)$$

$Q_{max} = 433{,}4$; $u = 2{,}0$ (constant pentru orice medie a șirului).

Ecuația dreptei este după (3.32, *a*):

$$Q_{max} = \bar{Q}_{max} + \sigma\sqrt{2}\left(\frac{u}{2} - 1\right).$$

După același sistem se trasează și dreapta teoretică *Gumbel* unde valorile variabilei specifice u se calculează cu relația (3.31)

$$\Pi - 1 = e^{-e^{-u}} = e^{-x}; \quad x = e^{-u};$$

folosind tabelele funcției exponențiale din formularele de matematici; rezultă mai întîi x și apoi din x cu aceleași tabele, se deduce u. Dreapta asigurării se trasează după relația

$$Q_{max} = 0{,}78 \cdot \sigma \cdot u + \bar{Q}_{max} - 0{,}45\ \sigma$$

În ceea ce privește curba teoretică *Pearson* III, aceasta se trasează în mod obișnuit pe format cu abscisele în scară Gauss pentru care există formate gata tipărite sau se construiesc după procedeele descrise. În funcție de probabilități, se determină ordonatele curbei prin relația cu caracter general (3.28)

$$Q_{max} = (1 + C_v F)\,\bar{Q}_{max}$$

unde parametrul F se extrage din tabela *Foster-Rîbkin*, anexa II.

Reprezentarea curbelor de asigurare teoretice după Gumbel sau Gama, care sînt drepte, asigură acestora avantajul unei extrapolări grafice lesnicioase; altfel după cum se vede mai ales în cazul figurii 19.7, *a* este dificil de obținut.

— În baza studiului funcției optime se trece la calculul debitelor extrapolate pentru asigurările — respectiv pentru perioadele de repetare — cerute de problema de proiectare. De exemplu, dacă se cer valorile debitului pentru asigurarea de 0,01 și 0,001, atunci se obțin următoarele valori:

— cu formula *Pearson* III, și tabelul Foster-Rîbkin

$Q_{max} = (1 + 0{,}63 \cdot 3{,}15)433{,}4 = 1290$ m³/s; $P = 0{,}01$; $T = 1/100$ ani

$Q_{max} = (1 + 0{,}63 \cdot 4{,}82)433{,}4 = 1740$ m³/s; $P = 0{,}001$; $T = 1/1000$ ani

— cu formula *Gumbel* și tabelul din anexa III;

$Q_{max} = 433{,}4 + 3{,}14 \cdot 272 = 1287$ m³/s; $P = 0{,}01$; $T = 1/100$ ani

$Q_{max} = 433{,}4 + 4{,}94 \cdot 272 = 1778$ m³/s; $P = 0{,}001$; $T = 1/1000$ ani

— cu formula *Gama* $Q = \bar{Q} + \sigma\sqrt{2}\left(\frac{u}{2} - 1\right)$ și $u = 6{,}65$ respectiv $u = 9{,}35$ din relația (3.32)

$$Q_{max} = 443{,}4 + 272\sqrt{2}\left(\frac{6{,}65}{2} - 1\right) = \underline{1330\ \text{m}^3/\text{s}};\ P = 0{,}01;\ T = 1/100\ \text{ani}$$

$$Q_{max} = 433{,}4 + 272\sqrt{2}\left(\frac{9{,}35}{2} - 1\right) = \underline{1840\ \text{m}^3/\text{s}};\ P = 0{,}001;\ T = 1/1000\ \text{ani}$$

Deoarece comparativ a apărut mai potrivită formularea Gama, se vor reține valorile rezultate din aceasta.

— În unele cazuri cînd abaterile de la funcția teoretică sînt destul de mari se poate proceda la o trasare a curbelor de asigurare teoretice cît mai aproape de punctele date de asigurările empirice, folosind metoda corelației sau modificînd parametrii de bază ai curbelor.

— Dacă în afară de cea mai mare valoare a șirului de debite maxime, se mai poate reconstitui cu certitudine cel mai mare debit ce s-a scurs prin secțiune — adică o valoare cu caracter istoric — și aceasta depășește cu mult valoarea maximă a șirului, atunci se poate introduce și ea în calculul de asigurare. Pentru această situație media și coeficientul de variație trebuie calculați în consecință [3] și conform STAS 4068-1962.

— În cazul în care șirul statistic al debitelor maxime nu oferă o garanție suficientă asupra exactității, ca măsură de prudență se dă un spor ΔQ_{max} rezultat din formula practică:

$$\Delta Q_{max} = Q_{max} a \cdot \frac{E}{\sqrt{n}}, \qquad (19.15)$$

unde

Q_{max} este debitul calculat cu asigurarea respectivă;
a = 1 ... 2, după gradul de incertitudine;
E — parametru în funcție de coeficientul de variație și de asigurare (de exemplu pentru $C_v = 0{,}6$; $P = 0{,}01$; $E = 0{,}62$);
n — numărul valorilor din șirul statistic al debitelor.

19.3.2. Asigurarea bidimensională în cadrul hidrografelor de viitură

Dacă se dispune de un număr suficient de hidrografe de viitură anuale, reprezentate prin șirul debitelor maxime Q_{max} și al volumelor scurgerii W — cu condiția ca elementele șirurilor să fie independente, iar perechile de valori (Q_{max}, W) să aibă o mare dispersare grafică (nu există corelație) — problema asigurării bidimensionale se poate rezolva așa cum s-a indicat cu ocazia stabilirii relațiilor (3.37) și (3.38).

Calculele care urmează exemplifică o situație de acest fel, caracterizată prin următoarele date inițiale ale șirurilor de valori existente:

$Q_{max} = 250 \ldots 465\ \text{m}^3/\text{s}$; media $\bar{Q}_{max} = 346\ \text{m}^3/\text{s}$;

$\sigma_Q = 66\ \text{m}^3/\text{s}$; $C_v = 66/346 = 0{,}19$;

$W = 110 \cdot 10^6 \ldots 140 \cdot 10^6$; media $\overline{W} = 125 \cdot 10^6\ \text{m}^3$; $\sigma_W = 7{,}2 \cdot 10^6\ \text{m}^3$.

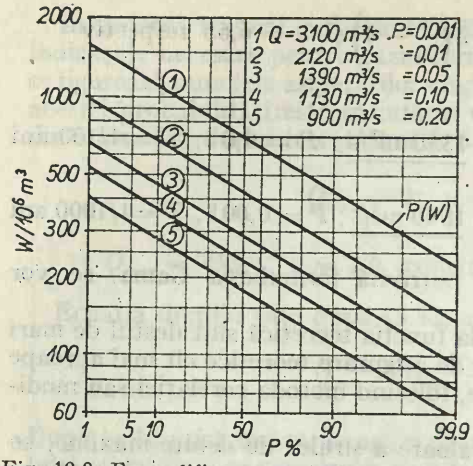


Fig. 19.8. Exemplificarea grafică a probabilității volumelor viiturilor în funcție de condiționarea debitelor maxime (rîul Jiu la stația Filiași).

Problema practică poate cere să se calculeze pentru asigurarea bidimensională, de exemplu $P = 0{,}02$ (perioada de repetare 1/50 ani), volumul W al hidrografului cu un debit maxim avînd asigurarea de depășire de $P_Q = 0{,}10$ (perioada de repetare 1/10 ani). În acest scop se calculează:

— valoarea debitului folosind tabelele Foster ($C_s = 2C_v = 0{,}38$) și rezultă $Q_{max\ p=0,10} = 1{,}25 \cdot 346 = 432$ m³/s;

— valoarea variabilei u(ec. 3.37):

$$u = \frac{\sqrt{2}}{\sigma_Q} \cdot (Q_{max} - \overline{Q}_{max} + \sigma_Q \cdot \sqrt{2}) =$$

$$= \frac{2}{66} (432 - 346 + 66 \cdot \sqrt{2}) = 3{,}82;$$

— valoarea variabilei v după graficul din figura 3.7 pe curba de probabilitate $P = 0{,}02$ pentru $u = 5{,}82$ este $v = 3{,}0$, deci

$$3{,}0 = \frac{\sqrt{2}}{\sigma_W} \cdot (W - \overline{W} + \sigma_W \cdot \sqrt{2}) = \frac{\sqrt{2}}{7{,}2 \cdot 10^6} (W - 125 \cdot 10^6 + 7{,}2 \cdot 10^6 \sqrt{2}),$$

ecuație din care rezultă:

$$W = 130{,}2 \cdot 10^6 \text{ m}^3;$$

— asigurarea de depășire a acestui volum se obține folosind tabelul Foster (anexa II) și rezultă din calculul raportului:

$$K = \frac{130 \cdot 10^6}{125 \cdot 10^6} = 1{,}04$$

care, pentru $C_s = \frac{7{,}2}{125} = 0{,}06$ conduce după tabel la $P_W = 0{,}20$ (1/5 ani) asigurare care dealtfel rezultă direct din relația (3.36).

În sensul exemplificării de mai sus, se redă în figura 19.8 — în scară logaritmică și probabilitate gaussiană — dreptele $P(W)$, condiționate de debitele maxime cu asigurările 0,001, 0,01, 0,05, 0,10 și 0,20, pentru rîul Jiu la stația hidrometrică Filiași.

Graficul a fost elaborat luînd în considerare și existența corelației dintre debite și volumele hidrografelor folosind transformarea probabilităților normale bidimensionale [5].

20

Scurgerile hidrologice asigurate

20.1. Scurgerea anuală asigurată

Scurgerea anuală, ca însumare a scurgerii viiturilor și a scurgerii subterane din timpul unui an calendaristic, este reprezentată prin aria hidrografului de debite ale anului luat în considerare. Scurgerea anuală poate fi exprimată în afară de volum prin orice unități indicate în tabelul 5.1; frecvent se exprimă și prin debit mediu anual Q_{med}, calculat din raportul volumului total al scurgerii către totalul unităților de timp din an. Cînd se afirmă de exemplu, că rîul Mureș la Alba-Iulia a avut în anul 1940 debitul $Q_{med} = 414$ m³/s, aceasta înseamnă că prin efectul de mediere a tuturor debitelor s-ar obține o scurgere constantă pentru fiecare secundă din anul 1940. Datorită schimbării de la an la an a factorilor care generază scurgerea anuală, în fiecare an va rezulta o altă valoare a scurgerii anuale, respectiv a debitelor medii anuale. Drept urmare, pentru un șir de ani calendaristici va rezulta un șir de valori de debite medii anuale, care permit să se calculeze debitul mediu asigurat, fie de depășire fie de nedepășire, după cum se pune problema de gospodărire a apelor.

Calculul de asigurare se conduce după procedeul descris la asigurarea debitelor maxime aplicînd relațiile Pearson III sau Gama. Așa de exemplu, dacă pentru rîul Mureș la stația Alba-Iulia, se reținnumai debitele medii anuale pe perioada 1930—1961, se obțin pentru asigurări Pearson III, următoarele valori ($C_v = 0{,}47$; $C_s = 1{,}15$; med $Q_{med} = 248$ m³/s):

Asigurarea	Perioada de repetare	Pearson III
100%	1 an	80,4 m³/s
50	2 ani	230,0 m³/s
10	10 ani	400,0 m³/s
2	50 ani	460,0 m³/s
1	100 ani	600,0 m³/s
0,5	200 ani	660,0 m³/s

Asigurarea de 100% cu debitul $Q_{med} = 80{,}4$ m³/s indică un an secetos, în timp ce asigurarea de 1% cu debitul $Q_{med} = 600{,}0$ m³/s indică un an cu o scurgere deosebit de mare.

Volumul anual al scurgerii reprezentat prin debitul Q_{med} anual nu este singur în măsură a contura un hidrograf de aceeași asigurare, ca a debitului, deoarece poate să existe și un alt hidrograf sau chiar mai multe cu debite practic egale. Cel mult se poate considera că această categorie, calitativ, desemnează anul calendaristic sau anii bogați în scurgeri medii sau cu scurgere minimă.

O precizie se poate obține numai prin impunerea unei condiții suplimentare; o astfel de situație conduce la aplicarea probabilității bidimensionale ilustrată prin exemplul din paragraful 19.3.2.

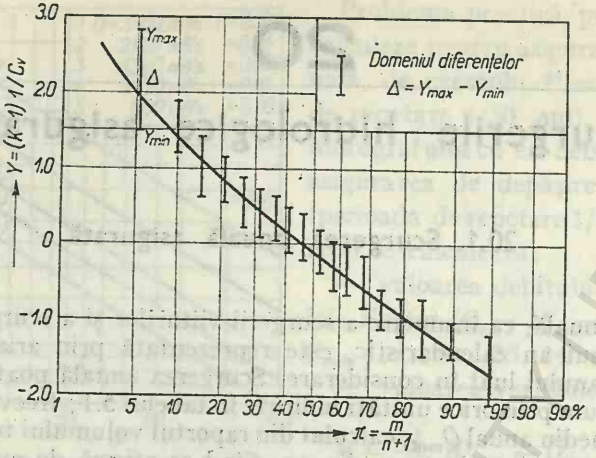


Fig. 20.1. Corelația debitelor medii anuale din 20 rîuri din România și asigurările lor empirice.

— Modul în care se grupează debitele $Q_{m\cdot d}$ anuale scurse de cursurile de apă dintr-un spațiu mai mult sau mai puțin extins, poate — după *G. P. Kalinin* — să fie scos în evidență printr-o eventuală corelație între asigurările empirice și toate debitele șirurilor cu același număr de termeni. O astfel de corelație sub formă grafică a fost elaborată (fig. 20.1) pentru șiruri de debite cu cîte 18 termeni la 20 de rîuri cu regimuri normale din România. Graficul are ordonatele în valori adimensionale $K - 1/\bar{Q}_{med}$ unde $K = Q_{med}/\bar{Q}_{med}$; abscisele, în scară Gauss, sînt asigurări empirice calculate după relația cunoscută $m/n + 1$.

— În afară de debitul mediu anual se pot lua în considerare și debitele medii pe sezoane sau pe anumite luni ale anului. Ele pot forma de asemenea șiruri statistice supuse calculelor de statistică-matematică, cu ajutorul cărora se determină valori asigurate condiționate sau nu de un anumit parametru (probabilitate bidimensională).

20.2. Scurgerea medie multianuală

Sub aspectul fizic scurgerea medie multianuală — reprezintă volumul de apă pe care un curs de apă este capabil să-l genereze ca o medie a volumelor anuale pe o îndelungată perioadă de ani. Scurgerea medie multianuală se va exprima așadar printr-o valoare unică într-un profil de scurgere dat. Sub formă de debit se calculează ca medie aritmetică a debitelor medii anuale, adică:

$$\text{med. } Q_{med} = \bar{Q}_{med} = \frac{\Sigma Q_{med}}{n}$$

unde n este numărul de ani ai șirului de debite medii anuale (Q_{med} anual). Cu cît numărul n va fi mai mare, cu atît valoarea debitului mediu multianual se va apropia de valoarea reală a potențialului și din contră va fi afectat de

o abatere mai mare, cu cît numărul de debite anuale va fi mai mic. Măsura abaterii ε este calculabilă prin relația;

$$\varepsilon = \pm \frac{100\, C_v}{\sqrt{n}} \%$$ (20.1)

unde C_v este coeficientul de variație al șirului de debite medii anuale, de unde rezultă

$$\bar{Q}_{med} = \frac{Q_{med}}{\sqrt{n}} \pm \varepsilon.$$ (20.2)

Din relația (20.1) se poate calcula — pentru o anumită abatere ε, numărul de termeni din care trebuie să se compună șirul statistic.

Informativ se redă mai jos numărul de termeni ai șirului statistic în funcție de două valori ale abaterii și ale coeficientului de variație:

	$C_v = 0{,}10$	$C_v = 20$	$C_v = 40$	$C_v = 60$
$\varepsilon = 5\%$	$n = 4$	10	64	144
$\varepsilon = 10\%$	1	4	16	36

Totuși dacă șirul de debite medii anuale prezintă cicluri care cuprind ani bogați în apă și ani săraci în apă, și se calculează debitul cu formula (20.2), fixînd o anumită abatere ε, se poate întîmpla ca numărul de termeni calculați să cuprindă numai valorile unei părți din primul ciclu, sau din acesta plus o parte din cel de-al doilea etc. Într-o astfel de situație media valorilor ar fi afectată de o pondere mai mare fie de către valori mari, fie de către valor mici, fapt care nu ar reflecta valoarea normală a potențialului hidrologic.

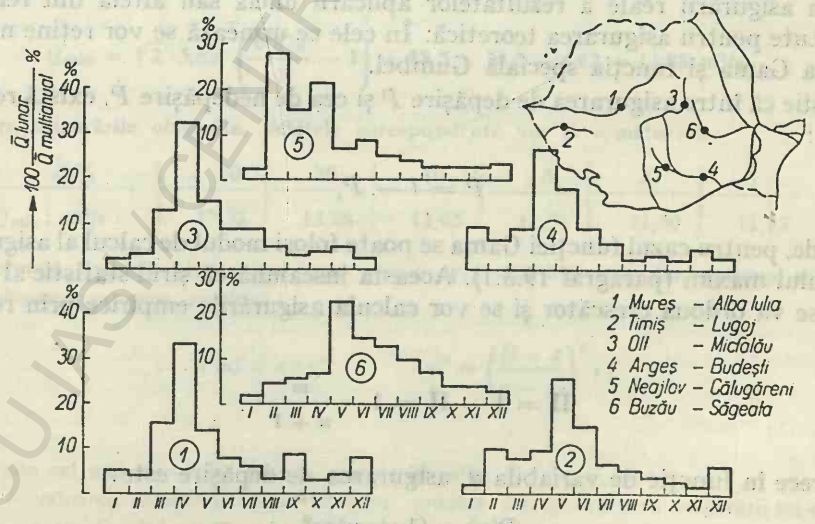

100 Q lunar / Q multianual %
%
I II III IV V VI VII VIII IX X XI XII
1 Mureș – Alba Iulia
2 Timiș – Lugoj
3 Olt – Micfalău
4 Argeș – Budești
5 Neajlov – Călugăreni
6 Buzău – Săgeata

Fig. 20.2. Repartiția pe luni a debitului mediu multianual la cîteva rîuri din R.S.R.

Este recomandabil, deci, ca folosind indicațiile din subcapitolul (3.5) să se studieze periodicitatea valorilor și să se medieze pe cicluri întregi.

Repartiția în procente a debitului mediu multianual — pe lunile anului, se redă — cu titlu informativ — în figura 20.2.

20.3. Scurgerea minimă asigurată

Scurgerea minimă face parte din scurgerea de bază și se realizează în momentul în care aceasta atinge cele mai mici valori. Se obține prin prelungirea curbei de secare (v. cap. 17) dacă nu se dispune de evaluări directe. Durata — în care scurgerea minimă rămîne practic constantă — este variabilă și depinde de mărimea perioadei de secetă din BH respectiv.

În problemele de gospodărire și a construcțiilor hidrotehnice scurgerea minimă a cursurilor de apă care nu seacă, se pune sub forma valorii asigurate și anume a asigurării de nedepășire ($\dot{\Pi}$ respectiv $\dot{P}$). Valorile care se asigură pot fi:

— scurgerea minimă anuală sub forma debitului minim realizat în decurs de un an;

— scurgerea minimă anuală condiționată de asigurarea duratei perioadei de secetă;

— scurgerea de bază parțială sau anuală (ca volum sau debit mediu).

20.3.1. Asigurarea debitului minim anual

Sub aspectul asigurării valorilor minime, există relativ puțină experiență asupra asigurării reale a rezultatelor aplicării uneia sau alteia din relațiile cunoscute pentru asigurarea teoretică. În cele ce urmează se vor reține numai funcția Gama și funcția specială Gumbel.

Se știe că între asigurarea de depășire P și cea de nedepășire $\dot{P}$, există relația (3.17):

$$\dot{P} = 1 - P,$$

de unde, pentru cazul funcției Gama se poate folosi modul de calcul al asigurării debitului maxim (paragraf 19.3.1). Aceasta înseamnă că șirul statistic al debitelor se va ordona crescător și se vor calcula asigurările empirice prin relația (3.6):

$$\dot{\Pi} = 1 - \Pi = 1 - \frac{m}{n+1}.$$

Deoarece în funcție de variabila u, asigurarea de depășire este:

$$P(u) = (1 + u)e^{-u},$$

se obține

$$\dot{P}(u) = 1 - (1 + u)e^{-u}; \quad \dot{T} = \frac{1}{1 - (1 + u)e^{-u}}.$$

Variabila u în funcție de asigurările folosite are valorile:

u	1,720	0,870	0,565	0,375	0,250	0,215
$P(u)$; %	50	80	90	95	98	99
$\dot{P}(u)$; %	50	20	10	5	2	1
$\dot{T}(u)$; ani	2	5	10	20	50	100

Trecerea de la variabila u la debitul minim anual asigurat este dat de relația:

$$u = \frac{\sqrt{2}}{\sigma_Q}(Q_{min} - \bar{Q}_{min} + \sigma_Q\sqrt{2}); \text{ respectiv } Q_{min} = \sqrt{2}\sigma_Q\left(\frac{u}{2} - 1\right) + \bar{Q}_{min}$$

unde Q este valoarea asigurării, iar $\bar{Q}$ — media debitelor minime din șirul statistic.

Verificarea comportării funcției teoretice se efectuează pe formatul de probabilitate prin reprezentarea perechilor de valori ale debitelor din șirul statistic cu asigurările empirice.

Exemplul 20.1. Pentru un șir de debite minime anuale cu $\bar{Q}_{min} = 18{,}5$ m³/s și $\sigma_Q = 5{,}8$ m³/s, formula precedentă conduce pentru asigurarea de nedepășire $\dot{P} = 20\%$ la valoarea

$$Q_{min} = \sqrt{2} \cdot 5{,}8 \times \left(\frac{0{,}870}{2} - 1\right) + 18{,}5 = 18{,}5 - 4{,}62 = 13{,}88 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Pentru asigurările obișnuite, debitele corespondente vor fi următoarele:

$\dot{P}$ %	50	20	10	5	2	1
Q_{min}; m³/s	17,32	13,88	12,65	11,78	11,30	11,15

— Formula Gumbel, dedusă pe baza teoriei probabilității valorilor extreme minime, are următoarea expresie analitică

$$\dot{P}(u) = e^{-e^u}; \qquad e^u = \left(\frac{Q - q}{r - q}\right)^k, \tag{20.2}$$

în care:

q este cel mai mic debit posibil, $q \neq 0$; în m³/s;

r — valoarea caracteristică a debitelor minime corespunzătoare asigurării lui $u = 0$, respectiv $\dot{P}(u = 0) = 1/e$, în (m³/s);

k — parametru fără dimensiuni.

Modalitatea de calcul cu formulele (20.2) impune determinarea parametrilor mai sus menționați, care pentru același șir statistic de debite minime Q, sînt constanți. Prin logaritmarea formulei a doua se obține:

$$u = k\,[\ln\,(Q - q) - \ln\,(r - q)]$$

sau

$$\ln\,(Q - q) = \ln\,(r - q) + \frac{1}{k}\,u, \tag{20.3}$$

relație care reprezintă grafic o dreaptă, dacă ordonatele $(Q - q)$ sînt în scară logaritmică și abscisele în scara variabilei u, scară care în funcție de asigurarea de nedepășire P poate fi ușor construită (ec. 20.2).

Parametrii se determină prin următoarea succesiune de etape (după *H. Eggers*):

— Datele șirului statistic al debitelor minime se ordonează crescător și se numerotează $(1, 2..m...n)$.

— Se calculează asigurările empirice de depășire (nu de nedepășire!) cu relația:

$$\Pi = 1 - \frac{m}{n + 1}$$

— Se desenează formatul de probabilitate mai sus menționat folosind prima formă (20.2) și se reprezintă curba debitelor cu asigurările empirice (prin puncte).

— Se dă o valoare arbitrară pentru q și se calculează pentru toate debitele valorile respective $(Q-q)$, care împreună cu asigurările empirice corespondente se figurează prin puncte pe formatul de probabilitate. Se repetă operația cu altă valoare pentru q, pînă ce punctele se aliniază pe o dreaptă conform cu (20.3).

— Parametrul r este debitul corespunzător lui $u = 0$, citit pe dreaptă. Parametrul k este cotangenta unghiului făcută de dreaptă cu axa absciselor (orizontală) și se calculează cu relația

$$k = \operatorname{ctg}\,\alpha = \frac{\Delta u}{\ln\,(Q_1 - q) - \ln\,(Q_2 - q)},$$

unde

Q_1 și Q_2 sînt debite citite pe dreaptă între două puncte;

u — diferența de ordonate între cele două puncte.

În cazul exemplificării metodei pentru un șir statistic de debite minime anuale cu media $\bar{Q}_{min} = 2{,}98$ m³/s; $\sigma_Q = 1{,}48$ m³/s, valoarea parametrilor a fost: $q = 0{,}5$ m³/s; $r = 3{,}15$m³/s și $k = 1{,}71$.

— Probabilitatea bidimensională pentru debitul minim anual, apare ca un procedeu mai complet pentru determinarea acestui factor hidrologic.

În acest sens, calculul se va efectua considerînd șirul statistic al debitelor și durata secetei de o anumită asigurare. Figura 20.3 redă într-o formă preliminară izoliniile duratei de secetă în zile, pentru perioada de repetare $T = 20$ ani. Succesiunea operațiilor se desfășoară după modelul indicat în cap. 3 (3.2.3). Se poate calcula astfel valoarea unui debit minim condiționat de asigurarea unei durate date a secetei.

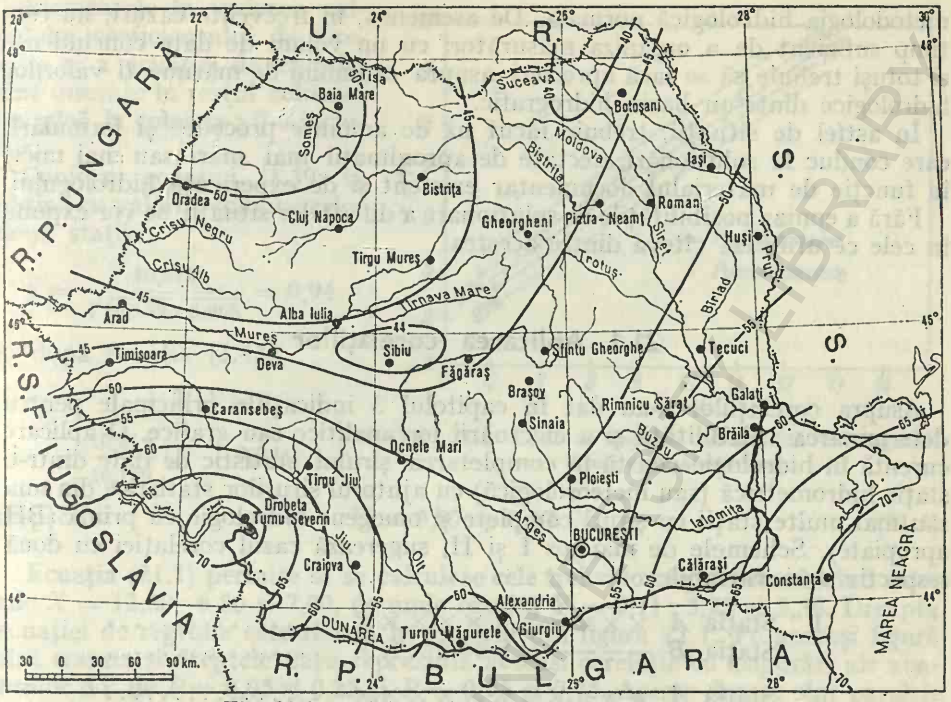


Fig. 20.3. Izolinile cu durata secetei ($T = 20$ ani).

În cazul în care nu se dispune de șirul statistic al debitelor, trebuie construită o curbă empirică de secare medie, conform ecuației (17.11), adică

$$Q = Q_0 \, e^{-bt},$$

unde Q_0 este debitul inițial al curbei. Prin intermediul acestei curbe și al celui mai lung interval dintre două ploi consecutive ale fiecărui an se poate genera un șir statistic de debite minime anuale.

21

Procedee de calcul hidrologic în lipsa observațiilor hidrometrice

În practica hidrologică intervin unele situații în care fondul de date de bază este insuficient sau lipsește.

De exemplu, sînt stații hidrometrice la care observațiile s-au efectuat cu întreruperi, sau pentru o perioadă de timp prea scurtă pentru a se putea aplica

metodologia hidrologică normală. De asemenea, în frecvente cazuri, nu este timp suficient de a organiza măsurători cu un volum de date concludente și totuși trebuie să se facă aprecieri asupra ordinului de mărime al valorilor hidrologice dintr-un bazin hidrografic.

În astfel de situații, trebuie făcut uz de anumite procedee și formulări, care conduc la soluționări afectate de aproximații mai mari sau mai mici, în funcție de materialul documentar existent și de experiența hidrologului.

Fără a epuiza posibilitățile de soluționare a diferitelor situații, se vor expune în cele ce urmează cîteva dintre acestea.

21.1. Aplicarea corelațiilor

Asupra corelațiilor s-au dat în capitolul 3 indicațiile principale pentru determinarea valabilității și a efectuării lor analitice sau grafice. O aplicare curentă în hidrologie constă în completarea șirului statistic de date dintr-o stație hidrometrică (sau meteorologică) cu ajutorul șirurilor statistice din una sau mai multe stații cu șiruri complete și omogene hidrologic cu prima (BH apropiate). Schemele de mai jos I și II, sugerează cazul corelației cu două respectiv trei variabile

I Stația A ××××××××××× .....
Stația B ————×××××××× .....

Stația A ×××××××××××× .....
II Stația B ———×××—————× ××.....
Stația C ×××××××××××× ××.....

unde, × reprezintă ani de observații, iar — lipsa anilor de observații ale factorului hidrologic. Corelațiile urmează să se stabilească cu valorile comune șirurilor și pe baza ecuațiilor de regresie să se determine valorile lipsă.

Un exemplu de calcul este redat în tabelul care urmează, unde în primele două coloane sînt trecute debitele medii anuale din două stații hidrometrice de pe același curs de apă.

X	Y	$X-\overline{X}$	$Y-\overline{Y}$	$(X-\overline{X})\cdot(Y-\overline{Y})$	$(X-\overline{X})^2$	$(Y-\overline{Y})^2$	$Y_{cal.}$	$\Delta Y = Y_{cal}-Y$	$(\Delta y-\overline{\Delta y})^2$
9,30	7,00	−0,01	−0,11	—	0,001	0,012	7,10	−0,10	0,006
12,30	—	—	—	—	—	—	9,11	—	—
6,50	—	—	—	—	—	—	5,23	—	—
7,00	—	—	—	—	—	—	5,56		
8,10	6,50	−1,21	−0,60	+0,726	1,464	0,360	6,30	−0,20	0,032
9,20	6,60	−0,11	−0,50	+0,055	0,012	0,250	7,03	+0,20	0,032
10,10	7,60	+0,79	+0,49	+0,387	0,624	0,240	7,63	+0,03	0
10,55	7,40	+1,24	+0,29	+0,370	1,538	0,084	7,94	+0,54	0,270
11,10	8,55	+1,79	+1,44	+2,578	3,204	2,073	8,31	−0,24	0,676
10,80	8,10	+0,49	+0,99	+0,485	0,240	0,980	8,11	+0,01	0
11,40	8,35	+2,09	+1,24	+2,592	4,368	1,537	8,51	+0,16	0,020
7,60	5,80	−1,71	−1,31	+2,240	2,924	1,716	5,96	+0,16	0,020
8,60	7,10	−0,71	−0,01	+0,007	0,504		6,63	−0,47	0,240
7,80	6,20	−1,51	−0,91	+1,374	2,281	0,828	6,10	−0,10	0,014
Σ=130,35	78,20			10,814	16,159	8,068			1,446
$\overline{X}$ = 9,31;	$\overline{Y}$ = 7,11								

Elementele în vederea calculului coeficientului de corelație și a ecuației de regresie, sînt inserate în restul coloanelor pînă la coloana a 7-a inclusiv.

Conform ecuației (3.39) se obține cu valorile comune celor două stații:

$$\rho = \frac{10{,}814}{\sqrt{16{,}159 \times 8{,}068}} = 0{,}94$$

și după ecuația (3.43):

$$Y - 7{,}11 = \frac{10{,}814}{16{,}159}(X - 9{,}31),$$

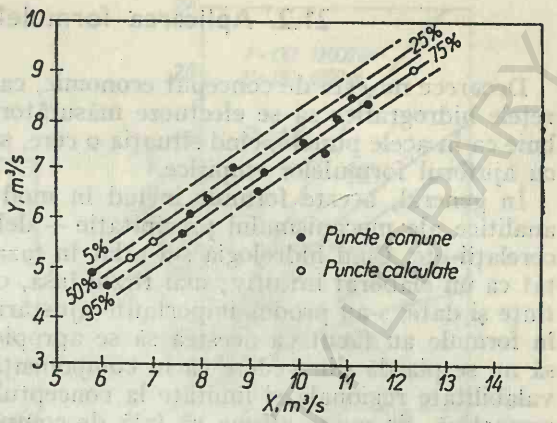


Fig. 21.1. Linii de regresie bivariabilă cu asigurări diferite ale abaterilor.

respectiv

$$Y = 0{,}87 + 0{,}67\,X. \tag{21.1}$$

Ecuația (21.1) permite să se calculeze cele trei valori lipsă introducînd valorile $X = 12{,}30$; 6,50 și 7,00, de unde rezultă $Y = 9{,}11$; 5,23 și 5,56. Dreapta ecuației de regresie este redată în graficul din figura 21.1. Pe aceeași figură sînt trasate și dreptele care reprezintă aceeași corelație cu asigurări ale abaterilor ΔY de $P = 0{,}05$ și 0,25 și $P = 0{,}95$ și 0,75. Aceste drepte sînt paralele la dreapta de regresie (21.1) și se calculează cu relația:

$$Y = 0{,}87 + 0{,}67\,\overline{X} + u\sigma\sqrt{2}, \tag{21.2}$$

unde u este variabila din asigurarea Gauss-Laplace din formula (3.21), iar σ — abaterea medie pătratică a abaterilor indicate în coloana a 9-a, a tabelului de mai sus.

Conform datelor din tabel,

$$\sigma = \sqrt{\frac{1{,}446}{10}} = 0{,}38.$$

În ceea ce privește variabila u, aceasta se obține din

$$\frac{1-2P}{2\sqrt{2}} = \Phi(u); \quad \Phi(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}}\int_0^u e^{-u^2} \cdot du;$$

de exemplu, pentru $P = +0{,}05$

$$\frac{1 - 2\times 0{,}05}{2\sqrt{2}} = 0{,}318 = \Phi(u);\ \text{rezultă}\ u = 0{,}92$$

așa că

$$Y = 0{,}87 + 0{,}67X + 0{,}92\times 0{,}38\sqrt{2} = 0{,}87 + 0{,}67\,X + 0{,}58.$$

21.2. Aplicarea formulelor empirice

Deoarece nu este de conceput economic, ca în foarte multe puncte ale unei rețele hidrografice să se efectueze măsurători, — prin forța lucrurilor — trebuie ca în acele puncte, cînd situația o cere, să se calculeze factorii hidrologici cu ajutorul formulelor empirice.

În general, aceste formule includ în mod destul de schematizat expresii analitice ale mecanismului precipitație — debit, ecuații de regresie ale unor corelații etc. Cînd hidrologia s-a aflat în faza incipientă, formulele au rezultat ca un elaborat intuitiv; mai tîrziu însă, cînd s-au acumulat multe cunoștințe și date, s-au produs importante ajustări și noi concepte, care transpuse în formule au făcut ca acestea să se apropie mai bine de realitate. Totuși, să nu se piardă din vedere că în componența formulelor intră parametri cu valabilitate regională și limitate la conceptul pe care se bazează formularea respectivă. Se poate afirma că față de complexitatea mecanismului de scurgere în diferite părți ale litosferei nu se poate presupune existența unei formule unice cu valabilitate universală.

Folosirea unei formule empirice — fiind însoțită de riscuri — impune o cunoaștere aprofundată a bazelor hidrologiei și verificarea ei în prealabil pe bazine cu similitudine hidrologică cu acela care se studiază.

21.2.1. Formule de calcul pentru debitul maxim

Dintre toate elementele hidrologice, calcularea debitului maxim dispune de numeroase formule empirice, care după *D. L. Socolovski* (1956) pot fi grupate în trei tipuri.

21.2.1.1. **Formule tip „reducție".** Acest tip de formule de o simplitate remarcabilă are structura unei corelații neliniare dintre debite și suprafața BH, de forma:

$$q = \frac{a}{(F+1)^n}, \tag{21.3}$$

unde q este debitul specific maxim, anual, în $m^3/s \cdot km^2$; F — suprafața BH, în km^2; n — exponent; a — parametru dimensional, în km^{2n+1}/s.

Exponentul n și parametrul a se determină pe baza datelor (debite maxime și suprafețe) existente la posturile hidrometrice din bazinele cu omogenitate fiziografică. Prin logaritmare formula (21.3) devine

$$\lg q = \lg a - n \lg (F+1),$$

de unde, în mod analog stabilirii relației analitice a cheii debitelor (cap. 5) se determină parametrul a prin încercări dînd exponentului n valori între 0,4 și 0,7. Eventual se folosește reprezentarea grafică a punctelor $(F+1;\ q)$ din stațiile hidrometrice considerate; în scară logaritmică punctele permit trasarea unei drepte căruia i se pot determina termenul liber și coeficientul unghiular, ca logaritmi ai valorilor reale a și n. Pentru a aprecia dacă formula este corespunzătoare, se calculează abaterile dintre valorile de calcul și cele de bază. Abateri de pînă la $\pm$ 10% sînt considerate ca rezultate foarte bune ale formulei.

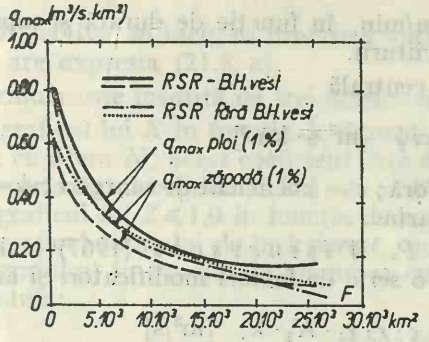


Fig. 21.2. Debit maxim specific (1%) în funcție de suprafața BH din România.

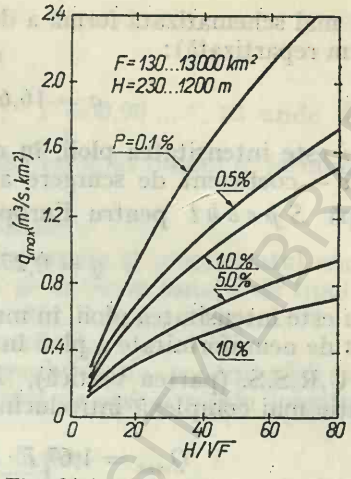


Fig. 21.3. Debit maxim specific (diverse asigurări) în funcție de $H.F^{-1/2}$ pentru cursurile de apă Vișeu, Iza, Someș și Crișuri.

Formula (21.3) se aplică succesiv pentru debite de diferite asigurări de depășire și poate fi astfel completată în forma:

$$q_{P\%} = \frac{a}{(F+1)^n} \qquad (21.4)$$

Graficul din anexa VII redă, după *L. Mustață*, valoarea parametrului a în funcție de asigurare pentru $n = 0{,}50$ și $F \leqslant 3\,000$ km².

Informativ se redă în figura 21.2 după *C. Mociorniță*, variația debitului specific maxim anual al cursurilor de apă în funcție de suprafața BH din România (asigurare 1%). Aceluiași crecetător i se datorește și formula următoare care cuprinde în plus un alt factor fiziografic și anume altitudinea medie a BH:

$$q = k\left(\frac{H}{\sqrt{F}}\right)^n, \qquad (21.5)$$

unde q este debitul specific maxim anual, în m³/s·km²; H — altitudinea medie, în m; F — suprafața BH, în km²; k — parametru, în km/s; n — exponent cu valori 0,67 ... 0,95.

Modul după care se determină parametrul k este analog celui descris pentru formula (21.3). În figura 21.3 se redă pentru BH omogene fiziografic și anume Vișeu, Iza, Someș și Crișuri, variația debitului maxim specific anual în funcție de termenul $HF^{-1/2}$ și de diverse asigurări.

21.2.1.2. **Formule de tip „genetic"**. Aceste formule au la bază mecanismul simplificat ploaie-debit, în ipoteza că intensitatea precipitației este repartizată pe întreaga suprafață a BH și că durata este egală cu timpul de concentrare.

Cea mai schematizată formă a debitului maxim specific are expresia (ploaie uniform repartizată):

$$q = 16{,}67\, c \cdot i \quad [\mathrm{m^3/s \cdot km^2}] \tag{21.6}$$

unde i este intensitatea ploii, în mm/min, în funcție de durată și suprafața BH; c — coeficient de scurgere a viiturii.

După *Specht* pentru Europa centrală

$$q = 0{,}278\, ci\psi \quad [\mathrm{m^3/s \cdot km^2}] \tag{21.7}$$

unde i este intensitatea ploii, în mm/oră; c — coeficient de scurgere; ψ — coeficient de neuniformitate a ploii în bazine.

În U.R.S.S. (partea vestică), *R. P. Wișinevscki* (1967) stabilește o relație mai complexă introducînd o serie de factori modificatori și anume:

$$Q_{max} = 1{,}67\, F \cdot h \cdot c \cdot r \cdot r_1 \cdot K_1 \cdot \lambda; \quad [\mathrm{m^3/s}] \tag{21.8}$$

unde F este suprafața BH, în km²; h — înălțimea maximă a precipitației, în mm/10 min; c — coeficient de scurgere; r — coeficient care exprimă acoperirea cu păduri a BH; r_1 — coeficient care exprimă atenuarea lacurilor de acumulare, respectiv a mlaștinilor; K_1 — coeficient de neuniformitate în timp și pe suprafața BH a ploii; λ — coeficient care determină gradul de asigurare hidrologică.

21.2.1.3. **Formula Ven T. Chow [2].** Această formulă este aplicabilă pentru BH agricole (Illinois S.U.A.) cu suprafața pînă la 8 000 acres (circa 25 000 ha), unde durata t_p a precipitației efective este diferită de timpul de concentrare t_c, și are următoarea expresie

$$Q = FXYZ; \quad [\mathrm{cfs}]. \tag{21.8, a}$$

Autorul formulei consideră mai întîi relația:

$$Q = h_e P,$$

unde h_e este înălțimea ploii efective, în inces pe durata t ore; P — ordonata hidrografului unitar (HU), în cfs/inch de durată t ore (1 cfs = 0,028 m³/s). O ploaie continuă, în exces, de înălțime h_e = 1 inch (2,5 mm) cu o durată de t ore pe o suprafață F în acres (1 acres = 2,47 ha) dă un debit de

$$\frac{1{,}008\, F}{t}; \quad [\mathrm{cfs}]$$

Valoarea maximă HU de durată t ore se exprimă ca o fracțiune Z = (0,05 ... 1,0) a debitului de echilibru, adică

$$P = \frac{1{,}008\ A \cdot Z}{t},$$

de unde debitul corespunzător

$$Q = h_e \frac{1{,}008\ A \cdot Z}{t}.$$

Cu relațiile

$X = \frac{h_{eo}}{t}$ numit „factor al scurgerii", și

$Y = 1{,}008\frac{h_{eo}}{h_e}$ numit „factor climatic"; $Y = 0{,}90 \ldots 1{,}10$ unde h_{eo} este ploaia efectivă, în inch, ca urmare a variației lui h_e în timpul t, formula debitului are expresia (21.8, *a*).

Formula este însoțită de trei grafice și anume:

— graficul lui X în funcție de durata t, frecvența și „coeficientul scurgerii" notat cu litera N; acest coeficient este dat de autor în funcție de tipul de sol și acoperămîntul vegetal al BH; $N = 30 \ldots 94$;

— graficul lui $Z \leqslant 1{,}0$ în funcție de raportul t/t_p;

— graficul timpului de întîrziere t_p (intervalul între centrul ploii și vîrful hidrografului) în funcție de lungimea cursului de apă și panta longitudinală a acestuia:

$$t_p = 0{,}00236\left(\frac{L}{\sqrt{J}}\right)^{0{,}64}$$

La debitul maxim calculat cu formula (21.8, *a*) se adaugă și debitul de bază, dacă acesta există.

Exemplul 21.1. Pentru datele $F = 2\,300$ ha $= 930$ acres, $L = 14\,200$ m $= 43\,000$ ft; $J = 1\%$; $N = 70$; $t = 140$ min $= 2{,}3$ ore; frecvența 25 ani, rezultă:

$$X = 0{,}15;\ Z = 0{,}7;\ Y \approx 1{,}0;\ Q = 930 \times 0{,}15 \times 0{,}7 \times 1{,}0 = 93 \text{ cfs} = 2{,}60 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$h_e = X \cdot t = 0{,}15 \times 2{,}3 = 0{,}5 \text{ inch} = 12{,}5 \text{ mm}.$$

Formula se aplică pentru mai multe durate t și se alege cea mai mare valoare care rezultă pentru debitul maxim.

21.2.1.4. **Formule de tip „volumetric".** Din momentul în care se stabilește o stare de echilibru între precipitație și infiltrație se poate scrie o ecuație de bilanț luînd în considerare hidrograful de viitură (fig. 21.4), după cum urmează:

$$16{,}7\,(i - u)t \cdot \varphi = q_{max}(t_{max} + kt_{max}) \cdot f,$$

de unde

$$Q_{max} = \frac{16{,}7\,(i - u)\,t \cdot \varphi}{(t_{max} + kt_{max}) \cdot f} F; \quad [\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{km}^2] \qquad (21.9)$$

unde: F este suprafața BH, în km²: i — intensitatea precipitației, în mm/min, de durată t(min) > ca timpul de concentrație; u — intensitatea medie de infiltrație, în mm/min; φ — coeficient de neuniformitate a ploii; k — raportul între timpul de descreștere a hidrografului și timpul t_{max} de creștere; f — coeficient de formă a hidrografului care rezultă din studiul unor hidrografe, din relația (fig. 21.4):

$$f = \frac{b}{Q_{max}}.$$

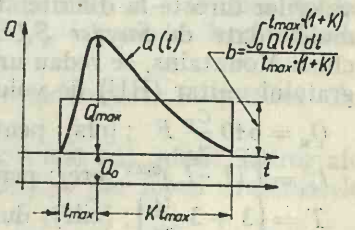


Fig. 21.4. Coeficientul de formă f al hidrografului dedus din echivalarea cu un dreptunghi.

Într-o formă mai redusă *Sokolowski* propune pentru U.R.S.S.

$$q_{max} = 0{,}278 \frac{c \cdot i \cdot t \cdot f}{t_c}; \quad [m^3/s \cdot km^2], \tag{21.10}$$

unde i este în mm/min; t_c — timpul de concentrare, în ore; t — durata ploii, în min; c — coeficient de scurgere a viiturii; f — coeficient de formă a hidrografului.

21.2.1.5. **Formule de tip „probabilistic".** Formula (3.32) stabilită de *I. Vladimirescu* poate fi aplicată sub forma

$$Q_{max} = \bar{Q}_{max} + \sqrt{2}\left(\frac{u}{2} - 1\right)\sigma; \quad [m^3/s],$$
$$\bar{Q}_{max} = a\sqrt{F} \tag{21.11}$$

unde a este un parametru determinat din media debitelor maxime anuale existente la o stație apropiată cu BH omogen fiziografic; $u = 8{,}46$ pentru $P = 0{,}02$ și $u = 9{,}35$ pentru $P = 0{,}001$; σ — abaterea medie pătratică, $\sigma = C_v \bar{Q}_{max}$ în care coeficientul de variație C_v se admite acela din stația în care s-a determinat parametrul a; F — suprafața BH.

Observație. Aplicarea practică a formulelor impune derminarea cît mai precisă a coeficienților și parametrilor care afectează aceste formule. După cum s-a mai arătat, metoda potrivită constă într-un calcul invers, adică folosirea datelor existente din bazinele omogene și deducerea indirectă a elementelor necunoscute din formulele avute în vedere. Deoarece intră în joc mai multe bazine din vecinătate, este mai mult ca probabil ca să existe diferențe în valorile calculate; un mod de rezolvare poate fi o mediere, dacă nu este posibilă o analiză mai aprofundată a mecanismului ploaie-debit, care să permită o fixare la una din valori.

În formulele în care intră intensitatea ploii, apare mai indicat să se calculeze coeficienții și parametrii diferitelor BH pentru debitele maxime anuale (eventual hidrografe) fără probabilitate, adică pe baza valorilor măsurate. În modul acesta — în calculul invers — intensitățile vor fi cunoscute prin valorile ce au fost înregistrate în rețeaua meteorologică.

21.2.2. Formule de calcul pentru hidrograful sintetic

— Printre primele posibilități de calcul a unui hidrograf sintetic pe baza valorilor directe la diferite stații hidrometrice ale unui regim, se citează formulele date de *Snyder S.U.A.* (1938). Pentru BH din regiunea Appalanchian Mountains, se redau următoarele relații empirice care corespund hidrografului unitar (HU) de volum $h = 1$ inch (2,5 mm):

$$Q_u = 640 \frac{C_u}{t_d} F \text{ ; [cfs]; pentru debitul de vîrf}$$
$$t_d = C(L \cdot L_c)^{0{,}2}; \text{ [ore]; pentru defazaj}$$
$$T = \left(3 + 3\frac{t_d}{24}\right); \text{ [zile]; durata totală a hidrografului} \tag{21.12}$$
$$T_p = \frac{t_d}{5{,}5} \text{ ; [ore]; durata precipitației efective}$$

unde: C_u este un coeficient egal cu 0,5 ... 0,69; F — suprafața BH, în mile pătrate (1 milă pătrată = 2,59 km²); t — defazajul de timp între centrul de greutate al ploii efective și vîrful hidrografului, în ore; C — coeficient egal cu 1,8 ... 2,2; L — lungimea cursului de apă pînă la profil, în mile (1 milă = 1,6 km); L_c — lungimea cursului de apă din dreptul centrului de greutate al BH și pînă la profil; t_p — durata ploii efective; T — timpul total al hidrografului.

— În România — ca și în alte țări —, s-au studiat de asemenea relații empirice pentru calculul HU, dintre care se redă cea elaborată de *N. Șerban* (Hidrotehnica 2|1976), pentru $h = 1$ mm.

În principiu orice funcție analitică poate fi folosită pentru a exprima un HU dacă îndeplinește următoarele condiții:

— să aibă o variație cu o formă asemănătoare unui hidrograf real;

— integrată în limitele de variație ale scurgerii de viitură să conducă la un volum unitar;

— să verifice în mod acceptabil (eventual ajustat) hidrografele directe ale unor BH omogene.

După cum se știe, cele mai multe din funcțiile de probabilitate îndeplinesc primele două condiții. N. Șerban propune pentru BH superior al rîului Mureș, funcția Gama sub forma:

$$Q_u = \frac{1}{n\Gamma(n)} e^{-t/k} \left(\frac{t}{k}\right)^{n-1}, \qquad (21.13)$$

unde Q_u sînt ordonatele HU de durată $t_p = 12$ ore; t—timpul; $\Gamma(n)$ — funcția de probabilitate Gama dată în tabele; n și k — parametrii specifici BH regionali.

Ca metodologie a determinării parametrilor se derivează și se anulează funcția (21.13) de unde rezultă sistemul cu necunoscutele n și k:

$$t_c = k(n-1); \quad Q_{max,u} = \frac{1}{k\Gamma(n)} \frac{(n-1)^{n-1}}{e^{n-1}}. \qquad (21.14)$$

Corelațiile stabilite pentru BH al rîului Mureș au condus la formulele empirice de tipul:

$$t_c = f_1\left(\frac{F}{\sqrt{J_B \cdot J_R}}\right); \quad Q_{max,u} = f_2\left(\frac{B}{L}\sqrt{J_B \cdot J_R}\right) \qquad (21.15)$$

care înlocuite în sistemul (21.14) permit determinarea necunoscutelor. Semnificația elementelor este următoarea: F — suprafața BH; B — lățimea medie a BH; L — lungimea cursului de apă; J_B și J_R — pantele longitudinale ale BH, respectiv ale cursului de apă.

În primă aproximație, valorile parametrilor n sînt redate în graficul din figura 21.5 în funcție de F.

— Formulele pentru mici BH agricole ($F \leqslant 1\,000$ ha) admit hidrografe de formă triunghiulară; după *Mockus* (S.U.A.) se pot folosi următoarele expresii analitice:

$$Q_{max} = 484 \frac{F \cdot V}{t_Q} \text{ [cfs]}; \quad t_Q = 1{,}1\, t_c; \quad T = 2{,}67\, t_Q \text{ [ore]} \qquad (21.16)$$

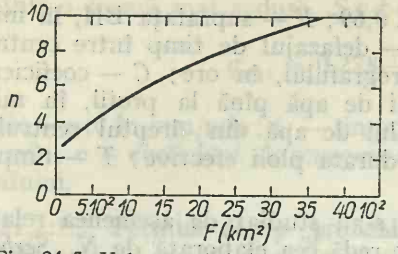


Fig. 21.5. Valoarea informativă a parametrului n în funcție de suprafața BH.

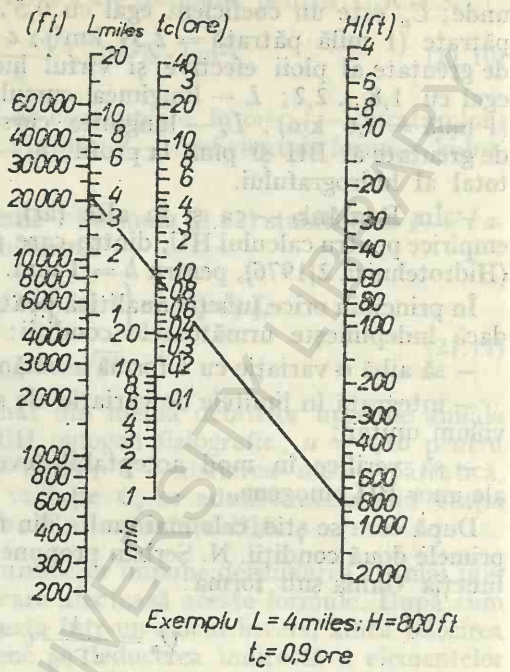


Fig. 21.6. Nomograma timpului de concentrare.

$V = h_p$; [inches]; $t_p = 2\sqrt{t_c}$; [ore] (valabil și pentru BH medii)

unde F este suprafața BH, în mile pătrate [1 milă pătrată = 259 ha]; $V = h_p$ — înălțimea totală a ploii efective, în inches; t_Q — timpul debitului maxim; t_c — timpul de concentrare eventual calculat după nomograma *Kirpich* din figura 21.6; T — timpul total al hidrografului; t_p — durata ploii efective.

21.2.3. Formule empirice pentru coeficientul de variație a scurgerii anuale

Variația de la an la an a scurgerii medii (debit mediu anual) este reprezentată prin coeficientul de variație C_v. În lipsa unui șir statistic de debite medii anuale se poate recurge la unele formule empirice rezultate din corelații cu elementele fiziografice ale BH și cu debitul specific mediu multianual.

Se redau aci cîteva formule în funcție de F — suprafața BH și de q_0 — debit specific mediu multianual inclusiv parametrii a_1 și A:

— formula *D. L. Sokolovski* (U.R.S.S.):

$$C_v = a_1 - 0{,}063 \lg (F + 1); \tag{21.17}$$

— formula *Kriţki-Menkel;*

$$C_v = \frac{A}{q_0^{0{,}27} F^{0{,}06}}. \tag{21.18}$$

— Pentru BH de pe teritoriul R. S. România, s-a arătat că influența suprafeței BH asupra coeficientului de variație este destul de slabă. În schimb

altitudinea medie H este mult mai semnificativă. O corelație stabilită de IMH în acest sens, are forma generală:

$$C_v = a_2 - a_3 \lg H, \quad (21.19)$$

unde a_2 ; a_3 sînt parametri.

Pentru BH situate în aceeași zonă de relief (munte, deal, șes), *G. Platagea* pe baza unei relații de tip hiperbolic, a elaborat graficul din figura 21.7, care cuprinde valori mediane și valori extreme ale coeficientului în funcție de altitudinea medie a BH. În cazul BH cu forme de relief diferite, eventual se poate face un calcul pe baza mediei ponderate a părților din bazin cuprinse în zonele de relief.

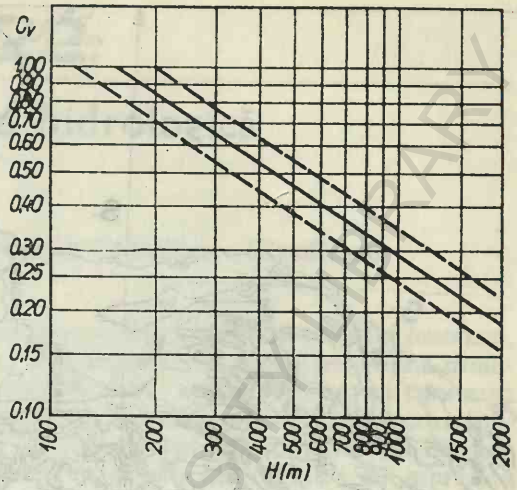


Fig. 21.7. Coeficient de variație în corelație cu altitudinea medie a BH.

21.2.4. Formule empirice pentru debite medii multianuale

Analog ecuației de bilanț (8.6), se poate scrie pentru intervalul de timp $\Delta t = 1$ an, relația:

$$\bar{h}_Q = \bar{h}_P - \bar{h}_{Et} \mp \Delta h, \quad (21.20)$$

unde $\bar{h}$ au semnificația valorilor medii anuale ale scurgerii, precipitației, evapotranspirației și Δh — plusul sau deficitul rămas la finele intervalului.

Deoarece suma algebrică a membrului doi a relației de bilanț, pentru condițiile din țara noastră, depinde de climă și aceasta de altitudine, s-au elaborat corelații în consecință sub forma analitică

$$\bar{q} = f(H),$$

unde $\bar{q}$ este debitul mediu anual specific, iar H — altitudinea medie a BH.

Se redă după *G. Platagea* harta țării cu liniile de egală valoare a debitului specific (fig. 21.8), trasate pe baza corelației menționate și a fondului de date hidrometrice și de calcul. Pentru folosirea hărții, se delimitează mai întîi BH corespunzător profilului de control, după care se determină poziția centrului de greutate. Întrucît izoliniile sînt trasate față de centrele de greutate ale tuturor BH, valoarea izoliniei din centru corespunde debitului din profilul de control. După autorul hărții, dacă BH este intersectat de mai multe izolinii, care fragmentează BH în suprafețe parțiale, atunci debitul final se obține ca o medie ponderată între suprafețele parțiale și valorile corespunzătoare izoliniilor.

Fig. 21.8. Izoliniile debitului specific mediu multianual.

22.

Prognoza hidrologică

22.1. Obiectul prognozei hidrologice. Clasificare

În general o prognoză are ca obiect determinarea științifică a unui fenomen, cu un timp mai înainte de avea loc. În hidrologie prognoza determină desfășurarea în timp a unui fenomen natural hidrologic, de obicei în raport cu starea la care acesta a ajuns la un moment dat. Prevederea poate fi făcută pentru timpul, mai apropiat sau mai îndepărtat de momentul inițial, după cum se dispune de anumite informații și condiții specifice rețelei hidrografice de suprafață și subterane.

În stadiul actual al științelor naturii —, care nu are posibilitatea de a modifica oricînd și oriunde, după necesitate mecanismul natural precipitație-debit, prevederea hidrologică constituie singura cale pentru soluționarea multor probleme puse de gospodărirea rațională a folosințelor hidraulice, dependente de regimul debitelor și al nivelurilor.

Deși fazele regimului hidrologic se produc în țara noastră cu o oarecare regularitate, ca de exemplu apele mari primăvara, apele mici vara-toamna și iarna —, totuși momentul de apariție, mărimea și durata, sînt extrem de variabile de la un an la altul, de unde necesitatea prognozării lor.

Informarea din timp a modului cum va evolua un factor hidrologic (debite, niveluri, îngheț, aluviuni etc.) — eventual asociat și cu unii factori hidrometeorologici — are o importanță practică deosebită în următoarele activități:

— planificarea rațională și reglementarea eficientă a folosirii resurselor de apă pentru hidroameliorații, hidroenergie, alimentare cu apă și canalizări, navigație ș.a.

— apărarea obiectivelor tehnico-economice împotriva efectelor negative ale inundațiilor, ghețurilor și aluviunilor;

— evitarea situațiilor defavorabile a mediului acvatic și înconjurător, prin eliminarea cauzelor de poluare a apelor;

— luarea de măsuri operative de apărare în timpul construcției lucrărilor hidrotehnice, hidroameliorative ș.a.

22.1.1. Clasificarea prognozelor hidrologice

O clasificare normală a prevederilor hidrologice se face după mărimea timpului anticipat, care poate fi zile, săptămîni, luni sau ani. Cînd durata este de ordinul a cel mult cîteva zile, prognoza este de *scurtă durată;* de ordinul a unei luni sau sezon este de *durată medie* și de ordinul anilor este de *lungă durată.*

Desigur că dintre toate duratele de prevedere, cea pe termen cît mai lung este din toate punctele de vedere cea mai utilă, în special în domeniul planifi-

cării producției folosințelor hidraulice. Intervențiile de neprevăzut create de factorii perturbatori ai procesului precipitație — debit nu permit însă obținerea de rezultate de lungă durată decît în puține cazuri particulare. Drept urmare, cercetarea este axată în prezent pe prevederile de scurtă și medie durată, care bine puse la punct din punct de vedere metodologic, în asociație cu mijloace operative corespunzătoare, aduc reale servicii economiei naționale.

Cu ani în urmă, prognoza hidrologică s-a dezvoltat exclusiv în sectorul major al apelor de suprafață. Recent — prin folosirea tot mai intensă a apelor de adîncime — prognozarea se completează treptat și cu metodologii specifice resurselor subterane.

22.2. Metodologia prognozei hidrologice

Procedeele de calcul hidrologic din capitolele anterioare, au permis o cuprindere valorică a unui factor hidrologic, indiferent de momentul cronologic la care se realizează. Rezultatele obținute sînt de fapt *ipoteze* necesare proiectării amenajărilor hidrotehnice, analog cu ipotezele privind solicitările pentru dimensionarea constructivă a structurilor.

În cazul prognozei hidrologice, odată însă cu valoarea factorului considerat — așa cum s-a arătat — interesează în cel mai mare grad și *momentul* realizării valorii. Se poate ca în anumite situații, determinarea momentului realizării să constituie un obiectiv mai important decît însăși precizia cu care se realizează valoarea factorului studiat.

Faptul că prognoza introduce un element-condiție în plus, și anume, *timpul de anticipație*, atrage o metodologie proprie, care în scopul cuprinderii cît mai în detaliu a fenomenului fizic poate să ajungă la un mare grad de complexitate. În general metodologia prognozei menține bazele teoretice ale calculelor hidrologice normale, precizia însă depinde de fondul de date hidrometrice și metodologice din bazin; acestea în orice caz trebuie să fie cît mai ample. Două sau mai bine trei hidrografe de debit cu pluviogramele corespunzătoare înregistrate în mod corect constituie totuși un minim de material documentar pentru o metodă relativ complexă. Pentru anumite metode expeditive, datele meteo pot să nu intervină. Oricare ar fi metoda de calcul aleasă, aceasta necesită o continuă verificare și perfecționare pe măsură ce se acumulează noi date măsurate.

22.2.1. Modelarea hidrologică, metodă de prognoză

Modelarea hidrologică nu trebuie înțeleasă aici ca un model fizic la o anumită scară a BH și a factorilor hidrometeorologici. Este în sine o reprezentare a succesiunii de bilanțuri hidrologice realizate fiecare într-un pas de timp prestabilit. Fiecare bilanț parțial rezultă ca o consecință a bilanțului anterior și a unor impulsuri suplimentare care intervin în decursul pasului considerat. Prin natura factorilor componenți, modelul este de tip determinist și ca urmare cuprinde factorii cauzali și un număr de parametri.

În literatura de specialitate de peste hotare se descriu numeroase structuri de modele dintre care se semnalează cîteva de tip mai complex și anume: Standford IV, SSARR (Streamflow Syntheses Reservoir Regulation), Ayer, O'Donnell, Girard, „Bilik" — SOGREAH etc.

Cercetările din România din ultimii ani cu privire la planul de amenajare complexă a BH superior al rîului Mureș, odată cu verificarea unor modele existente, au studiat noi propuneri de structuri specifice bazinului — prin Institutul de Meteorologie și Hidrologie (IMH).

Un model hidrologic poate să fie elaborat numai pentru epoca de ape mari sau pentru o perioadă mai îndelungată. În orice caz suprafața BH se limitează normal la valori ce nu depășesc 300 ... 400 km², adică la componentele unui BH mai important.

Condițiile pe care trebuie să le îndeplinească un model corect sînt următoarele:

— să aibă o structură cît mai simplă și fără mulți parametri (în general numărul parametrilor variază de la 4 la 12, după complexitate);

— să reflecte fenomenul fizic în realitatea lui;

— să permită adaptarea fără dificultăți și pentru alte bazine cu similitudine hidrologică;

— să permită îmbunătățiri pe măsura acumulării de date.

Deoarece elaborarea structurii, a determinării valorilor parametrilor cît și folosirea modelului implică un volum de calcule excesiv de mare, rezultate operative nu se pot obține decît cu ajutorul calculatoarelor electronice, care au supleţea și viteza de calcul corespunzătoare.

22.2.1.1. **Modelul scurgerii directe.** Pentru exemplificare se redă modelul SOGREAH (1966) publicat de *Mougin* și *Dujardin* (Houille Blanche Nr. 4|1972), a cărui structură cuprinde două compartimente și anume, unul pentru calculul ploii efective (funcția de producție) și altul pentru calculul debitelor (funcția de modulație). Figura 22.1 — întocmită de autor — ilustrează concepția generală a structurii modelului. Din textul original se reproduc următoarele considerente:

„Ploaia efectivă V_j asociată la fiecare pas de timp corespunzător precipitației P_j este calculată prin intermediul coeficientului de șiroire C_j:

$$V_j = C_j P_j. \tag{22.1}$$

Coeficientul de șiroire care se aplică precipitației depinde în mod fundamental de volumul apei din sol U_j rezultînd din volumul inițial din sol și al ploilor primite de BH în cursul fazei anterioare. Volumul inițial se calculează în general plecînd de la debitul rîului la începutul fenomenului:

$$U_0 = f(Q_0).$$

Se poate urmări evoluția indicelui U_j la fiecare pas de timp prin formula de recurență:

$$U_j = K(U_{j-1} + P_j) \leqslant U_{max}. \tag{22.2}$$

Studiul unui număr de viituri din trecut arată că pentru o valoare a parametrului K corect aleasă, corelația este puternică între C și U. Se poate exprima coeficientul de șiroire prin formula:

$$C_j = aU_{j-1} + bU_j$$

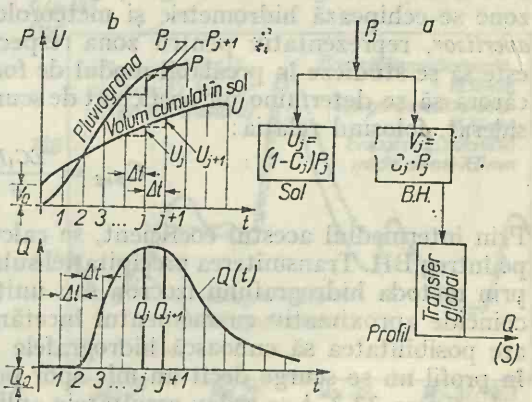


Fig. 22.1. Reprezentarea modelului scurgerii directe (SOGREAH 1966).

Dacă pasul de timp este scurt, se poate chiar lua $b = 0$. Trebuie totuși să se limiteze U_j la o valoare maximă U_{max} pentru care solul este saturat și la care va corespunde un coeficient de șiroire maximal."

Introducînd valoarea coeficientului C_j în prima relație, rezultă pentru volumul ploii efective V_j din pasul de timp j, relația:

$$V_j = (aU_{j-1} + bU_j)\, P_j. \tag{22.3}$$

Împărțirea acestui volum în componentele

$$xV_j,\ yV_j,\ ayV_j \text{ și } a^2yV_j,$$

unde x, y, a sînt parametri în condiția evidentă $x + y(1 + a + a^2) = 1$ urmată de repartizarea fiecărei componente pe o serie de pași de timp succesiv învecinați și însumarea în fiecare pas a valorilor depuse, conduce la expresia finală a volumelor S aflate la pasul $j + 1$ față de pasul j:

$$S_{j+1} = aS_j + (1 - a - x)\, U_j + xU_{j+1} \tag{22.4}$$

Sistemul de ecuații (22.1), (22.2) și (22.3) constituie astfel forma analitică a structurii de bază a modelului; transformarea ultimei ecuații în debite Q se obține folosind indicii tabelului 5.1.

Se observă de asemenea că ecuația (22.4) este în principiu o relație Muskingum de tipul relației (15.15), ceea ce face posibil ca ecuația menționată să poată fi dedusă în mod direct. În privința celor patru parametrii K, x, y și a, aceștia se determină așa cum s-a specificat mai înainte dintr-o serie de viituri din trecut, aplicînd metodele despre care s-a mai vorbit în cursul lucrării.

Punerea în practică a modelului arată clar necesitatea transmiterii urgente a precipitațiilor la centrul de prognoză cu eventuale prevederi asupra pasului următor, și necesitatea ca prognoza să se desfășoare din momentul inițial în mod continuu.

Un model de prognoză în perioada de ape mari cu o concepție diferită, este modelul IMH-Nr. 1, inițiat de *C. Diaconu*. Prin acest model se propune prognoza pentru BH cu suprafețe mult mai mari decît acelea ale modelelor normale. După acest concept suprafața F a BH se împarte într-un număr de zone relativ omogene morfologic (fig. 22.2, *a*), $F = \Sigma F_i$. În interiorul fiecărei zone se echipează hidrometric și meteorologic cîte un bazin denumit *bazin avertizor*, reprezentativ pentru zona respectivă. Scopul bazinelor avertizoare este să se studieze în prealabil modul de formare a viiturilor proprii, pe baza cărora să se determine un coeficient de scurgere mediu pentru întreg BH considerat, folosind relația:

$$C_{med} = \frac{\Sigma C_i F_i}{F}. \tag{22.5}$$

Prin intermediul acestui coeficient, se calculează precipitația medie efectivă pe întreg BH. Transmiterea precipitației sub formă de debite în profil se obține prin metoda hidrografului izocron sau unitar. Momentul inițial al prognozei coincide aproximativ cu momentul încetării ploii, cînd centrul de prognoză are posibilitatea să cunoască hidrografele din fiecare bazin avertizor și cînd în profil nu se scurge decît un mic spor peste debitul de bază.

În figura 22.2, *b* se redau rezultatele aplicării acestui model la prognozarea apelor mari ale rîului Mureș la stația Glodeni ($F = 3786$ km^2), din luna mai 1970.

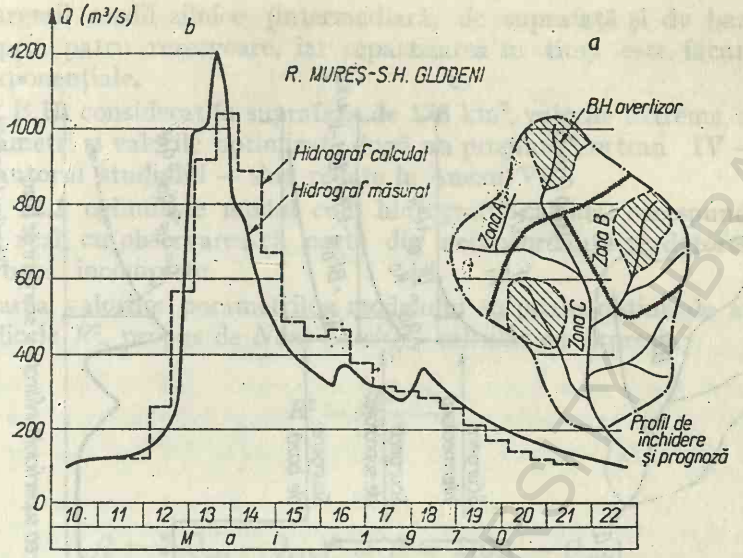


Fig. 22.2. Prognoza hidrologică prin BH avertizoare (IMH).

22.2.1.2. **Modelul scurgerii totale (complex).** De îndată ce s-a analizat procesul formării scurgerii totale (directă plus bază) specifice BH considerat, se poate elabora o schemă de interconectări a factorilor componenți ai modelului de prognoză. O astfel de schemă a fost redată în figura 12.2. O astfel de schemă se diferențiază de modelul scurgerii directe în modul cum a fost exemplificat mai sus, prin aceea că aprofundează mecanismul pătrunderii precipitației în sol, pentru a se da astfel posibilitteaa să se determine scurgerea de bază în intervalul mai îndelungat dintre două precipitații consecutive. Traducerea schemei în relații cantitative implică totodată introducerea de noi parametri; cu toate că cele mai multe modele se bazează pe ipoteze simplificatoare totuși elaborarea cere o muncă de specialitate.

Pentru ilustrarea rezultatelor obținute cu aplicarea modelului Standford IV se redă hidrograful debitelor calculate și măsurate (fig. 22.3) pentru bazinul South-Yuba ($F = 143$ km²) din S.U.A.

În continuare se redă și un extras din studiul lui *L. Ilie* cu privire la posibilitatea de aplicare a modelului de simulare complex Nielsen-Hansen pentru Sectorul montan al rîului Doamnei din România.

Concepția de bază a modelului și algoritmul respectiv sînt redate în figura 22.4; se vede aci că pro-

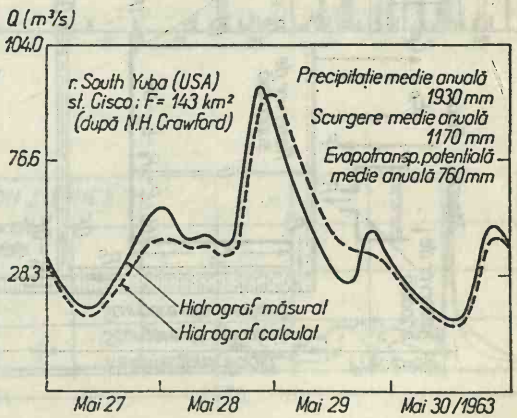


Fig. 22.3. Hidrograf măsurat și calculat după modelul Standford IV.

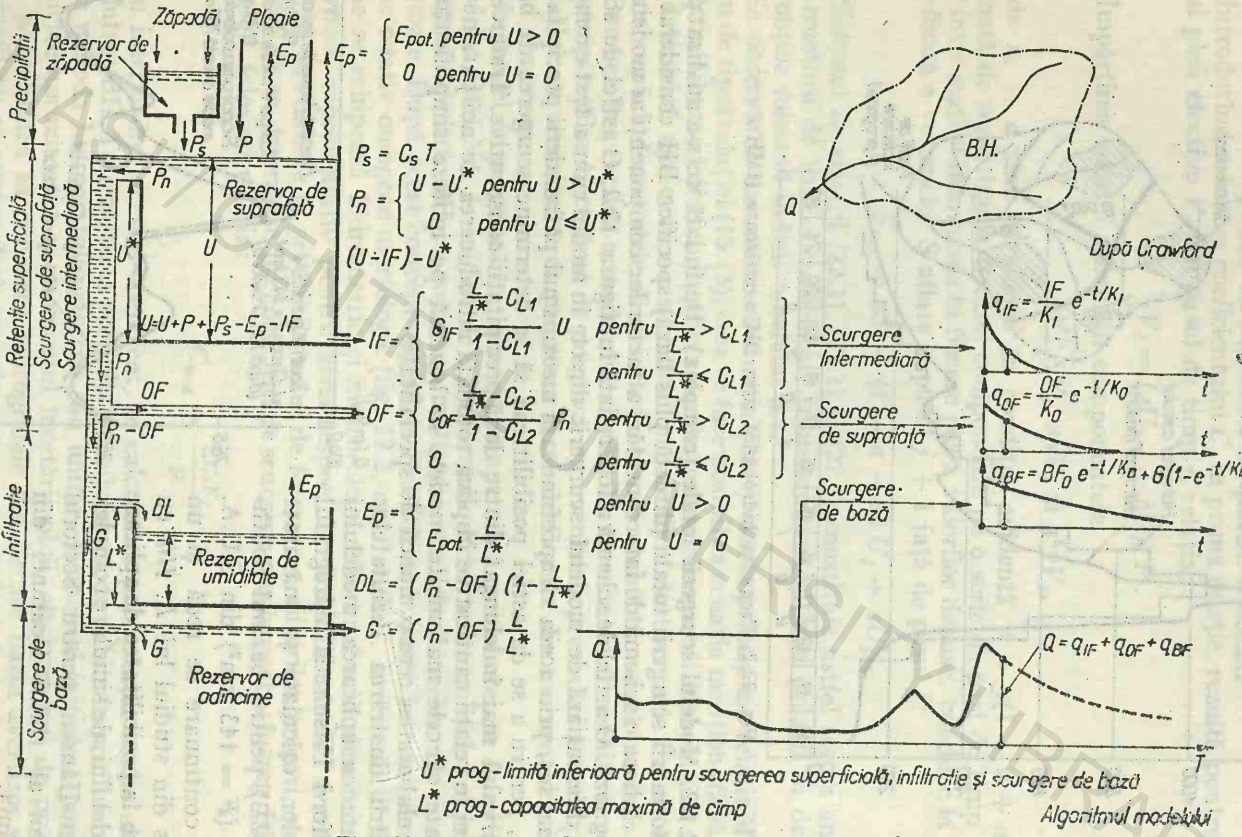

Zăpadă
Ploaie
Rezervor de zăpadă
Precipitații
Retenție superficială
Scurgere de suprafață
Scurgere intermediară
infiltrație
Scurgere de bază
Rezervor de suprafață
Rezervor de umiditate
Rezervor de adîncime
$E_p = \begin{cases} E_{pot} \text{ pentru } U > 0 \\ 0 \text{ pentru } U = 0 \end{cases}$
$P_s = C_s T$
$P_n = \begin{cases} U - U^* \text{ pentru } U > U^* \\ 0 \text{ pentru } U \leq U^* \end{cases}$
$(U \div IF) - U^*$
$IF = \begin{cases} G_{IF} \frac{\frac{L}{L^*} - C_{L1}}{1 - C_{L1}} U & \text{pentru } \frac{L}{L^*} > C_{L1} \\ 0 & \text{pentru } \frac{L}{L^*} \leq C_{L1} \end{cases}$
$OF = \begin{cases} C_{OF} \frac{\frac{L}{L^*} - C_{L2}}{1 - C_{L2}} P_n & \text{pentru } \frac{L}{L^*} > C_{L2} \\ 0 & \text{pentru } \frac{L}{L^*} \leq C_{L2} \end{cases}$
$E_p = \begin{cases} 0 & \text{pentru } U > 0 \\ E_{pot} \frac{L}{L^*} & \text{pentru } U = 0 \end{cases}$
$DL = (P_n - OF)(1 - \frac{L}{L^*})$
$G = (P_n - OF) \frac{L}{L^*}$
$U = U + P + P_s - E_p - IF$
B.H.
Q
După Crawford
Scurgere intermediară
Scurgere de suprafață
Scurgere de bază
$q_{IF} = \frac{IF}{K_I} e^{-t/K_I}$
$q_{OF} = \frac{OF}{K_O} e^{-t/K_O}$
$q_{BF} = BF_0 e^{-t/K_B} + G(1 - e^{-t/K_B})$
$Q = q_{IF} + q_{OF} + q_{BF}$
t
T
U^* prog - limită inferioară pentru scurgerea superficială, infiltrație și scurgere de bază
L^* prog - capacitatea maximă de cîmp
Algoritmul modelului

Fig. 22,4. Algoritmul modelului scurgerii medii zilnice.

cesul scurgerii medii zilnice (intermediară, de suprafață și de bază) este simulat prin patru rezervoare, iar repartizarea în timp este făcută după funcții exponențiale.

Pentru B.H. considerat în suprafața de 178 km², valorile extreme ale celor zece parametri și valorile optimizate după un program Fortran IV — elaborat de autorul studiului — sînt redate în Anexa VI.

Figura 22.5 oglindește modul cum hidrograful calculat corespunde cu hidrograful real, cu observarea că parte din neconcordanțe se datorește unor date de bază incomplete.

Precizarea valorilor parametrilor modelului se poate obține de asemenea după indicele R^2, propus de *Nash-Sutcliff*, calculat cu expresia:

$$R^2 = \frac{f_0^2 - f^2}{f_0^2},$$

în care

$$f_0^2 = \Sigma(\bar{Q}_{obs} - Q_{calc})^2 \text{ și } f^2 = \Sigma(Q_{obs} - Q_{calc}),$$

și unde Q_{obs}, Q_{calc} și $\bar{Q}_{obs}$ sînt respectiv debitele reale, debitele calculate și media debitelor reale. Valorile cele mai potrivite ale parametrilor se vor afla în domeniul minim al funcției R^2. De exemplu, din șirurile de valori a doi parametri

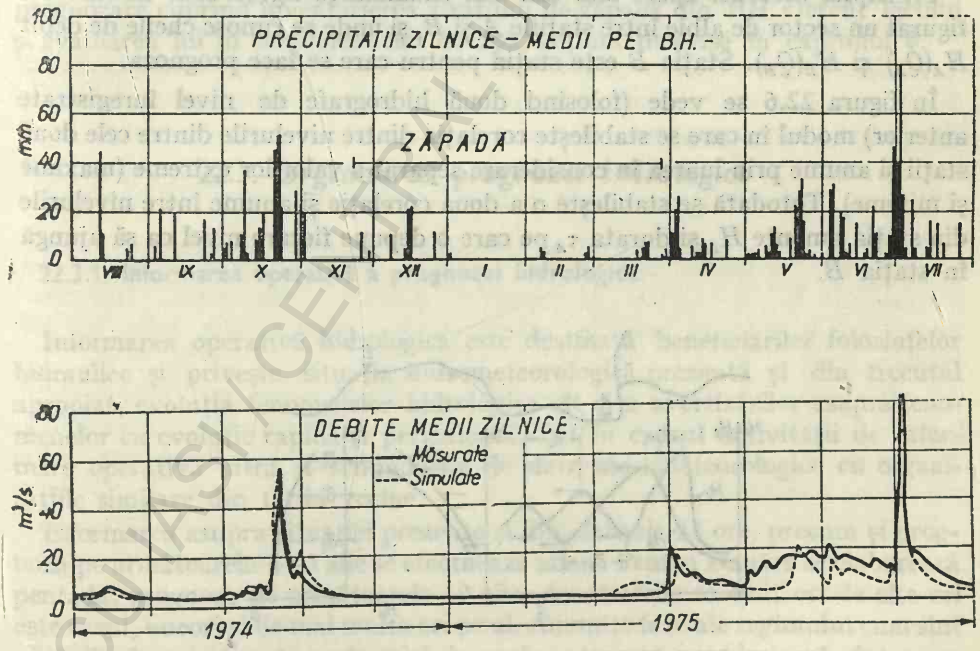


Fig. 22.5. Hidrograf real și calculat (rîul Doamnei).

α și β variind respectiv între 1—19 și 20—200, pentru care se obține șirul de valori $F^2 = (40...563)10^{-3}$ se va alege perechea de valori a parametrilor corespunzătoare valorii minime $F^2 = 40 \cdot 10^{-3}$, adică $\alpha = 7$ și $\beta = 100$.

22.2.2. Metode corelative

Prin aceste metode se obține prognoza nivelurilor sau a debitelor curentului de apă care trece prin stația hidrometrică pentru care se face prognoza, în funcție de valorile aceluiași factor dintr-o stație hidrometrică din amonte. Expresia legăturii analitice este de tipul corelațiilor cu sau fără probabilitate.

Metodele menționate sînt indicate pentru timpi de anticipație de la cîteva ore la cîteva zile, adică pentru un timp mai scurt decît acela depus de curent ca să parcurgă lungimea cursului de apă dintre cele două stații.

Metoda utilizată frecvent este *metoda valorilor corespondente*, aplicată îndeosebi pentru cursuri de apă mai lungi.

Principiul metodei apare mai clar din examinarea figurii 22.6 în care s-a figurat un sector de albie între stațiile A și B, și unde se cunosc cheile de debit $H_A(Q_A)$ și $H_B(Q_B)$. Stația B este stația pentru care se face prognoza.

În figura 22.6 se vede (folosind două hidrografe de nivel înregistrate anterior) modul în care se stabilește corelația dintre nivelurile dintre cele două stații și anume prin luarea în considerare separat a valorilor extreme (maxime și minime). Totodată se stabilește o a doua corelație și anume între nivelurile din stația amonte H_A și durata τ_A pe care o depune fiecare nivel ca să ajungă în stația B.

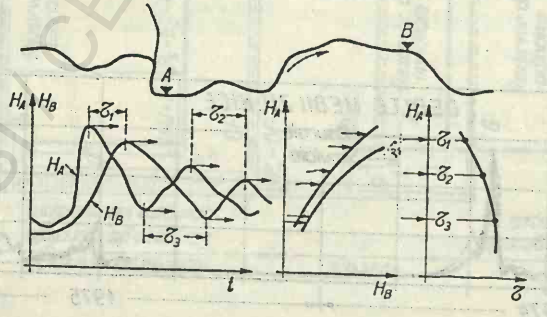


Fig. 22.6. Metoda de prognoză a valorilor corespondente.

Mecanismul operației de prognoză constă în anunțarea în stația B a nivelului din stația A, inclusiv tendința de creștere sau descreștere. Prin introducerea acestei valori în prima corelație se obține valoarea nivelului în B și prin introducerea în cea de a doua corelație se obține timpul τ, la care se va realiza nivelul H_B. Prin cheia debitelor se poate transforma nivelul în debit.

22.2.3. Metode de prognoză de lungă durată

Aceste metode diferă de modelarea hidrologică prin aceea că timpul de anticipație este de ordinul anilor sau sezoanelor, iar nu de ordinul pasului de timp mai sus menționat.

Prognoza anuală poate fi operativă dacă se constată o ciclicitate a factorului hidrologic în urma unui studiu de analiză armonică în sensul indicațiilor din paragraful 3.5. Dacă momentul în care se dă prognoza situează valoarea fenomenului pe ramura crescătoare a ciclului, atunci prin tendința variației se poate presupune că pentru anul următor valoarea va fi majorată conform unui calcul de extrapolare; invers, dacă momentul se situează pe ramura descrescătoare valoarea factorului va fi mai mică.

Prognoza sezonieră normală și anume a volumului de apă care rezultă din topirea zăpezii căzută în tot timpul iernii și care urmează să alimenteze în timpul primăverii un lac de acumulare, apare ca cea mai utilă. Procedeele de prognozare cuprind inventarierea stratului de zăpadă din BH aferent lacului și evaluarea lui în echivalent net de apă, acțiuni descrise în capitolul 6.

22.3. Organizarea prognozei hidrologice

22.3.1. Informarea operativă a prognozei hidrologice

Informarea operativă hidrologică este destinată beneficiarilor folosințelor hidraulice și privește situația hidrometeorologică prezentă și din trecutul apropiat, evoluția fenomenelor hidrologice cît și a avertizărilor asupra fenomenelor cu evoluție rapidă și periculoasă. Tot în cadrul activității de informare operativă intră și schimburile de date hidrometeorologice cu organizațiile similare din țările vecine.

Informarea asupra situației prezente și din ultimele 24 ore, precum și prognoza pe următoarele 1—3 zile se efectuează zilnic. Pentru Dunăre se elaborează pentadal prognoze pe următoarele 10 zile. Avertizările se emit ori de cîte ori este cazul, uneori și de mai multe ori pe zi. Anumite faze ale regimului cum sînt viiturile de primăvară, apele mici de vară — toamnă sau de iarnă sînt prognozate cu timp mare de anticipare (cu 1—3 luni înainte).

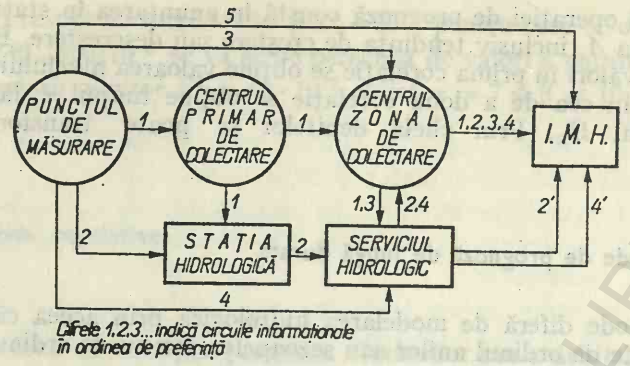


Fig. 22.7. Schema sistemului informațional al prognozelor hidrologice.

22.3.2. Organizarea sistemului informațional

Sistemul informațional hidrologic este compus din următoarele verigi operative (fig. 22.7): puncte de măsurare, centre primare de colectare, centre zonale de colectare, stații hidrologice, servicii hidrologice și servicul central de informații, avertizări și prognoze hidrologice.

— *Punctele de măsurare* sînt acele din stații hidrometrice la care pe lîngă elementele hidrologice zilnice (niveluri, debite, gheață etc.) se măsoară și elementele meteorologice (temperaturi, precipitații etc.) orare.

— *Centrele primare de colectare* sînt stații meteorologice care colectează datele de la posturile pluviometrice, de la stațiile meteorologice și stațiile hidrometrice din apropiere.

— *Centrele zonale de colectare* primesc datele de la centrele primare de colectare și le transmit la serviciul central de informații, avertizări și prognoze hidrologice.

— *Stațiile hidrologice* sînt unități ale RH care coordonează activitatea hidrologică în subbazine hidrografice. Asigură transmiterea informațiilor către beneficiarii județeni, orășenești și comunali din raza lor de acțiune.

— *Serviciile hidrologice* sînt unități care coordonează mai multe stații hidrologice în cadrul bazinelor hidrografice mai întinse; elaborează prognoze și avertizări hidrologice la nivel bazinal și deservesc beneficiarii de ordin republican și județean din zonă.

— *Serviciul central de informații, avertizări și prognoze hidrologice* centralizează toate datele meteorologice și hidrologice, dă informații și elaborează metodologii pentru avertizări și prognoze hidrologice.

În țara noastră sistemul informațional operativ hidrologic funcționează în cadrul Consiliului Național al Apelor. Din totalul de 765 stații hidrometrice, 1700 posturi pluviometrice și 165 stații meteorologice, efectuează în prezent

transmisii zilnice: 640 stații hidrometrice, 635 posturi pluviometrice și cele 165 stații meteorologice.

Numărul de stații hidrologice este de 47, al serviciilor hidrologice de 9, al centrelor de prevederea vremii de 6.

22.3.3. Tehnica obținerii datelor

Mijloacele de obținere a datelor la punctele de măsurare sînt neautomatizate și automatizate.

Măsurarea *neautomatizată* este încă larg răspîndită și privește mirele, limnigrafele, termometrele, clupele de gheață, pluviometrele, pluviografele, anemometrele, moriștile hidrometrice, punțile hidrometrice, cărucioarele funiculare etc.

Mijloacele *automatizate* de măsurare sînt stațiile „PT" (cu sensori principali pentru măsurarea precipitațiilor și temperaturii) și stațiile „HPT" (cu sensori principali pentru măsurarea nivelelor apei din rîu, a precipitațiilor și temperaturii). Pe lîngă sensorii existenți se pot adăuga sensori care să permită măsurarea și a altor elemente hidrometeorologice ca: umiditatea aerului, presiunea atmosferică, direcția și viteza vîntului, durata de strălucire a soarelui, echivalentul în apă al stratului de zăpadă etc.

Stațiile automate măsoară la momente programate și la momente interogate de centrul de colectare; ciclul de interogare a stațiilor automate pentru obținerea tuturor informațiilor este reglabil între 15 minute și 6 ore în raport cu necesitățile dictate de condițiile generale hidrometeorologice.

22.3.4. Buletinul de prognoză R.S.R.

Mijlocul de bază al difuzării sistematice a informațiilor și prognozelor hidrologice este *buletinul hidrologic zilnic*. Pentru situații speciale sau pentru zone restrînse, la cereri speciale se întocmesc și buletine hidrologice speciale.

Buletinul hidrologic zilnic se redactează la IMH și la serviciile și stațiile hidrologice din capitalele de județ.

Buletinul hidrologic zilnic conține următoarele informații:

— caracterizarea evoluției hidrologice în ultimele 24 ore și formularea prognozelor cu 24 ore anticipare pe toată zona sau pe părți de zonă;

— harta cu rîurile, localitățile și stațiile hidrometrice cu indicarea fenomenelor de îngheț și a evoluției nivelurilor;

— tabelul cu datele de bază și prognoze la principalele stații hidrometrice. În categoria datelor de bază intră: debitul mediu multianual, debitul maxim cu 10% asigurare, debitul minim de diluție, cotele de atenție și de inundație, precum și date asupra gradului de poluare a apelor.

23.

Analiza hidrologică a transportului de aluviuni

Sub denumirea generică de aluviuni se înțeleg părticelele de pămînt de forme și dimensiuni diferite, care sînt sau au fost transportate de curentul apei. Aluviunile pot să provină atît din straturile de sol de pe versanți, cît și din sedimentul însuși al albiei cursurilor de apă.

Aluviunile de pe versanți sînt particule de pămînt dezagregate de către loviturile picăturilor de ploaie sau de către alți agenți atmosferici și apoi antrenate de albia rîurilor prin scurgerea de suprafață. Spălarea solului de pe versanți este cunoscută sub denumirea de *eroziune a solului*. Grosimea stratului de sol erodat anual, variază după natura învelișului solului, după climat și caracteristicile morfologice ale versanților, în limite destul de largi (0,01 mm pînă la 1,0 mm și mai mult).

Printr-o agricultură rațională, în special arături pe linii de nivel ș.a., eroziunea poate să fie mult atenuată, după cum operații agricole necorespunzătoare pot să accentueze acest fenomen.

Despăduririle excesive, care rup echilibrul natural al structurii unei regiuni, contribuie mult la agravarea procesului de eroziune. Din raportul Națiunilor Unite din 1954, în Indonezia unde s-au exploatat — în trecut — pădurile într-un mod excesiv, se redau spre exemplificare următoarele date:

	Situația înainte de despădurire (măsurători efectuate 1911—1912)	*Situația după despădurire* (măsurători efectuate 1934—35)
Suprafața bazinului hidrografic	620 km^2	620 km^2
Volumul precipitațiilor anuale	$1791 \cdot 10^6$ m^3	1942.10^6 m^3
Volumul scurgerii anuale	812.10^6 m^3	863.10^6 m^3
Volumul de aluviuni anuale	821.10^3 t	1790.10^3 t
Volumul de aluviuni	13,2 t|ha	28,9 t|ha
Eroziune anuală	0,9 mm	1,9 mm

Lipsa măsurilor de stăvilire a eroziunilor face ca versanții să devină neproductivi, iar șuvoaiele, ravenele și torenții să transporte din ce în ce mai multe aluviuni în albia cursului de apă.

O a doua sursă de aluviuni provine din dezagregarea malurilor și a patului albiilor; acest fenomen este provocat de o presiune hidrodinamică mai importantă a curentului de suprafață și subteran. Prăbușirile de stînci din versanți abrupți, ca și pămîntul provenit din alunecările de teren constituie de asemenea cauze de aluvionare.

Ca urmare a tuturor acestor surse, cursurile de apă, în special în timpul creșterilor, se încarcă cu mari cantități de aluviuni, sub formă de bolovani, pietriș, nisip și materii argiloase.

Cînd alimentarea directă a cursurilor de apă se micșorează, o bună parte din tot acest material se depune pe traseu conform cu caracteristicile lui fizice; cîteodată, aceste depuneri au loc în așa măsură, încît modifică radical morfologia albiei pe sectoare destul de mari.

Din analiza modului cum se produce deplasarea aluviunilor în lungul cursurilor de apă se desprind următoarele aspecte calitative:

— albiile cursurilor de apă sînt căile de tranzit pentru aluviuni, în mișcarea lor din zonele înalte ale bazinului hidrografic către zonele mai joase;

— cantitatea de aluviuni antrenată crește odată cu creșterea debitului de apă peste o anumită valoare critică;

— deplasarea aluviunilor de-a lungul cursului de apă are loc intermitent, fiind influențată atît de modul cum are loc scurgerea generală pe cursul de apă cît și de condițiile intrinseci ale scurgerii.

În amenajarea și folosirea multilaterală a apelor, existența aluviunilor are în general un aspect negativ. Așa, de exemplu, ele pot să reducă capacitatea utilă a lacurilor de acumulare, să micșoreze adîncimea de navigație, să reducă capacitatea prizelor de apă sau capacitatea de transport a canalelor de alimentare cu apă, să obstrueze secțiunea de scurgere a podurilor ș.a.

Ca material de construcție, aluviunile sub formă de nisip, pietriș și balast extrase din albia cursurilor de apă, au o latură pozitivă. Cînd sînt corect dirijate, aluviunile constituie chiar un mijloc economic pentru apărarea malurilor erodate, odată cu lucrările de corectare, cum sînt: pintenii, digurile longitudinale etc.

Hidrologia, hidraulica și științele agrosilvice depun astăzi prin metodologii proprii un deosebit interes în cercetarea proceselor fizico-mecanice și biologice ale aluviunilor. Hidrologia studiază în condiții naturale transportul de aluviuni în rîuri, pe cînd hidraulica se folosește de modelările în laborator.

Cantitatea de aluviuni, exprimată în volum sau greutate, care trece în unitatea de timp printr-un profil transversal al albiei constituie *debitul solid*. Acesta este un factor de o deosebită importanță în proiectarea și exploatarea corectă a lucrărilor hidrotehnice.

23.1. Structura aluviunilor

Aluviunile provenind din dezagregarea rocilor au în mod necesar componentele rocilor de origine. Aluviunile argiloase, care sînt și cele mai fine, sînt alcătuite din feldspat și mică, nisipurile din cuarț sau siliciu, iar pietrișurile și bolovănișurile sînt chiar bucăți de roci, ca: gresie, calcar, granit, ardezie ș.a.

Greutatea specifică γ_1 a particulelor variază între 2,50 și 2,70; obișnuit în calcule se admite 2,65.

După poziția particulelor în mișcare în masa curentului de apă, aluviunile se împart în: *aluviuni în suspensie, aluviuni în semisuspensie* și *aluviuni de fund*.

Particulele care sînt răspîndite în toată masa curentului de apă, sînt aluviuni în suspensie. Aceste particule dau apei aspectul de tulbureală și culoare pămîntie. Forma particulelor este prismatică mai mult cu muchii ascuțite, iar dimensiunile cele mai mici ating cîțiva microni.

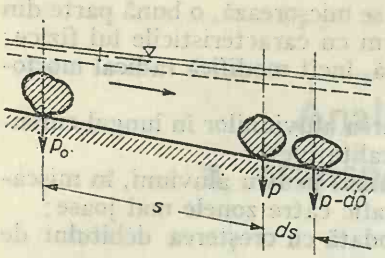


Fig. 23.1. Legea Sternberg.

Particulele mai mari ca și fragmentele mici de roci se deplasează pe patul albiei sau în imediata vecinătate, pe direcția de scurgere a curentului; acestea sînt aluviunile de fund, tîrîte sau de contact.

Între aluviunile de fund și cele în suspensie se deplasează aluviunile în semisuspensie.

Aluviunile de fund și în semisuspensie au forme aplatisate și cu muchii rotunjite, datorită fenomenului de *abraziune*, adică a frecării și ciocnirii particulelor între ele sau de pereții albiei. În mișcarea lor din amonte către aval, dimensiunile lor se micșorează.

Legea după care are loc diminuarea particulelor a fost dată de *H. Sternberg*, verificată în laborator hidraulic și pe unele mici cursuri de apă. Legea menționată pleacă de la premisa că pierderea de greutate d_p a unei particule este proporțională cu greutatea p a particulei și cu distanța ds parcursă, adică:

$$d_p = -c \cdot p \cdot ds, \tag{23.1}$$

unde c este coeficientul de abraziune, care depinde de forma și natura particulei, de viteza de deplasare și de mărimea particulelor care alcătuiesc sedimentul albiei. Prin integrarea ecuației diferențiale, în limite de la 0 la s pentru lungimi, și cu limite de la p_0 la p pentru greutăți, se obține, după un calcul relativ simplu,

$$p = p_0 e^{-cs}. \tag{23.2}$$

Dacă se folosește diametrul d al sferei echivalente în greutate cu particula considerată și cu d_0 diametrul inițial al sferei, atunci această lege se mai poate scrie:

$$d^3 = d_0^3 e^{-cs}$$

sau:

$$d = d_0 e^{-\frac{cs}{3}}. \tag{23.3}$$

Valoarea coeficientului c este dată de relația empirică:

$$c = c_1 v^{0,25} \cdot \left(\frac{d_1 + 15}{15}\right), \tag{23.4}$$

unde:

v este viteza la care se deplasează aluviunile, în m/s;
d_1 — diametrul sedimentului peste care se mișcă particula, în mm;
c_1 — coeficientul specific de abraziune, în km^{-1} cu următoarele valori în funcție de natura particulei: pentru grésie $c_1 = 0{,}041$; pentru calcar $c_1 = 0{,}0050$; pentru granit $c_1 = 0{,}0026$; pentru ardezie silicioasă $c_1 = 0{,}0007$ ș.a.m.d.

Aceste relații conduc la rezultate acceptabile numai la cursurile de apă fără afluenți și cu o structură oarecum omogenă a aluviunilor. Cînd de-a lungul unui curs de apă, afluenții săi din amonte aduc aluviuni de dimensiuni și structuri diferite, atunci, din cauza condițiilor diferite de abraziune, aluviunile de fund au o întinsă gamă de dimensiuni și forme.

Caracterizarea aluviunilor de fund se obține prin analiza lor granulometrică, și îndeosebi prin *diametrul mediu* d_{med} al amestecului de aluviuni.

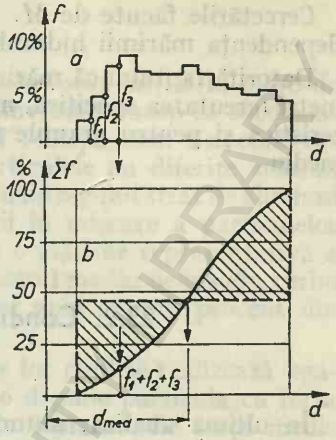


Fig. 23.2. Curba granulometrică.

Determinarea diametrului mediu se obține prin operația de cernere conform procedeelor și utilajelor descrise în cursurile de geotehnică — prin curba frecvențelor relative a diametrelor granulelor (frecvența relativă fiind raportul dintre greutatea probei granulelor de diametre cuprinse într-un anumit interval, către greutatea totală a probei). După cum se știe, abscisa centrului de greutate G reprezintă chiar valoarea diametrului mediu. Reprezentarea grafică a frecvențelor relative prezintă avantajul că dă și indicația asupra gradului de asimetrie a distribuției diametrelor.

Cu datele obținute prin operația de cernere se construiește și curba frecvențelor cumulate (fig. 23.2), numită și *curba granulometrică*; pe această curbă, diametrul mediu se obține din condiția ca verticala diametrului mediu să delimiteze suprafețe egale de o parte și de alta a verticalei (suprafețele hașurate în figura desenată în scări normale).

În cazul particulelor foarte fine cu $d < 0{,}1$ mm, procedeul cernerii, practic, nu mai este posibil, de aceea se recurge la stabilirea diametrului prin mijloace hidraulice, și anume, prin măsurarea vitezei uniforme w a căderii particulelor, în apa stătătoare de unde folosind formula lui *Stokes*:

$$w = g\,\frac{\gamma_1 - \gamma}{1\,800\,\eta}\,d^2; \quad [\text{m|s}], \tag{23.5}$$

unde: $g = 981$ cm/s; $\gamma_1 - \gamma = 1{,}7$ kg/dm^3; $\eta = 0{,}010$ (viscozitate cinematică la $t = 20°$C); se poate calcula diametrul d, în cm al particulei. Viteza w mai poartă numele de *mărime hidraulică*.

Pentru dimensiuni relativ mari ($d > 0{,}1$ mm) se pot folosi datele experimentale următoare, în funcție de w și la temperatura de 20°:

mărimea particulei (mm)	0,1	0,2	0,4	0,6	1,0	2,0	4,0	6,0	8,0	10,0
w la $t = 20°$C (cm/s)	0,8	2,5	6,0	9,0	15,0	30,0	45,0	60,0	70,0	75,0

Cercetările făcute de *M. A. Velikanov — A. P. Zegjda* au arătat dependența mărimii hidraulice și de numărul Reynolds.

Datorită faptului că mărimea hidraulică w cuprinde în sine o serie de parametri (greutatea specifică, mărimea și forma particulei), ea apare ca o caracteristică și pentru granule mai mari, mult mai cuprinzătoare ca diametrul mediu.

23.2. Condițiile de deplasare a aluviunilor

În ultima analiză, natura deplasării tuturor aluviunilor este în general aceeași, cu toate că aparent aluviunile în suspensie se mișcă fără o regulă distinctă, iar aluviunile de fund constituie o masă de granule care alunecă peste patul albiei. O imagine veridică a modului cum se deplasează aluviunile oferă, la o scară perceptibilă ochiului, aluviunile în semisuspensie, care arată că particulele se mișcă în salturi. Aluviunile în suspensie au însă salturi lungi și foarte neregulate, contrar aluviunilor de fund care se mișcă în salturi cu atît mai scurte cu cît particulele se află mai în interiorul masei de aluviuni.

Mișcarea în salturi se datorește atît regimului turbulent al curentului, prin componentele verticale ale vitezei sale, cît și datorită acțiunii vitezei de cădere a particulei în apă w (fig. 23.3). Salturile mici ale aluviunilor tîrîte se datoresc valorilor reduse ale vitezelor curentului în regiunea de la fundul albiei, precum și valorii mai mari a vitezei de cădere w; eventualele ciocniri și contacte cu particulele învecinate pot reduce și mai mult lungimile acestor salturi. Experiențele efectuate în canale cu pantă variabilă, asupra modului de antrenare a aluviunilor *din patul albiei* — în funcție de creșterea vitezei curentului de apă au arătat următoarele:

— o particulă de o anumită mărime se menține în repaus pe fund pînă la o viteză limită v_1 a apei;

— la depășirea acestei viteze limită, particula intră în mișcare prin rostogolire (rulare) care se menține pînă la atingerea unui al doilea prag de viteză limită $v_2 > v_1$;

— la viteze ale apei mai mari decît v_2 începe mișcarea prin salturi, salturi a căror mărime crește direct proporțional cu creșterea vitezei curentului de apă;

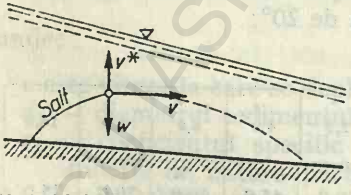


Fig. 23.3. Vitezele punctuale care determină salturile aluviunilor.

— la viteze ale apei mai mari decît o mărime limită v_3 particula nu mai atinge fundul albiei și practic se menține în suspensie.

De aici rezultă că particulele de diametre diferite, la o anumită viteză a apei, vor fi: particule rostogolite pe fund, particule mai mici care se deplasează prin saltație și particule din cele mai fine care rămîn în suspensie.

Cu premisa că particulele depuse anterior în albie sînt inițial în stare de repaus, condițiile — în totalitatea lor — în care aluviunile încep să se deplaseze alcătuiesc ceea ce se numește *„starea critică"*. După cum s-a observat mai sus, la cursurile de apă naturale — unde particulele au diferite mărimi — între starea de repaus și starea critică a mișcării întregului strat de aluviuni există stări intermediare, corespunzătoare punerii în mișcare a particulelor mai mici. Pentru simplificarea problemei se alege o mărime reprezentativă a ansamblului de particule, care ar putea să fie diametrul mediu dedus din curba granulometrică, sau un alt diametru corespunzător unui anumit procent din greutatea totală a probei ($d_{50\%}$, $d_{75\%}$ etc.).

Starea critică a mișcării particulelor de fund are loc cînd se realizează egalitatea forței de rezistență la deplasarea pe care o depune particula cu forța care caută să o deplaseze. Se consideră ca forță de deplasare fie forța medie de antrenare pe profil τ, fie forța datorită vitezei curentului de apă; în starea critică este *forța critică* de antrenare τ_{crit} și *viteza medie critică* v_{crit}. După cercetările lui *J. Bogardi*, se pare că viteza de fund critică permite să se caracterizeze mai bine starea critică, decît viteza medie critică.

Forța critică de antrenare se poate calcula din echilibrul forțelor mai sus indicate, pornind de la relația *Du Boys* și *Du Buat:*

$$\tau = \gamma \cdot H \cdot \sin \alpha, \tag{23.6}$$

unde H este adîncimea curentului; α — unghiul de înclinare pe orizontală a patului, iar τ — forța de antrenare pe unitatea de suprafață a patului albiei. Dacă această forță se aplică suprafeței particulei care s-ar echivala cu suprafața unei sfere de diametru d, atunci devine:

$$\tau = \varphi \frac{d^2}{4} \gamma \cdot H \cdot \sin \alpha, \tag{23.7}$$

în care φ este un coeficient de formă a particulei. Forța F care se opune deplasării este chiar frecarea particulei de patul albiei, a cărei expresie este:

$$F = f \cdot (G - A)$$

$$F = f \left[\frac{\pi}{6} d^3 \left(\frac{\gamma_1}{\gamma} - 1\right) \gamma\right] \cos \alpha \tag{23.8}$$

unde f este coeficientul de frecare, iar restul expresiei, componenta greutății în apă a particulei, perpendiculară pe linia longitudinală a patului (γ_1 — greutatea specifică a particulei și γ — greutatea specifică a apei). La limită, în starea critică $T = F$, de unde rezultă valoarea sin α (pentru α mici se poate considera sin $\alpha \approx$ tg α) care introdusă în (23.6) conduce la

$$\tau_{crit} = \frac{2f}{3\varphi} \gamma \left(\frac{\gamma_1}{\gamma} - 1\right) d. \tag{23.9}$$

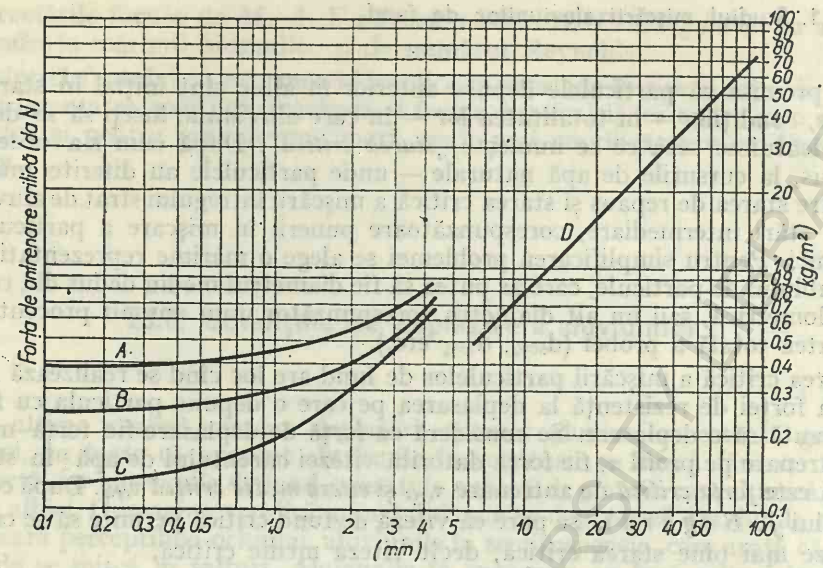


Fig. 23.4. Graficul *Lane*.

În literatura de specialitate există formule care caută să cuprindă și influențele altor factori. De exemplu, *E. W. Lane* propune curbele reprezentate în figura 23.4, ca legătură între diametrul particulei și forța de antrenare critică, în care se ține seamă de *gradul de concentrare* cu aluviuni a curentului de apă pe trasee rectilinii. Pentru sectoarele în curbă pronunțată — forța de antrenare critică poate să scadă la 60% din valorile graficului, datorită acțiunii curenților transversali.

Viteza critică din centrul particulei se obține analog prin egalitatea forței care lovește particula T_v și greutatea în apă a particulei F(ec. 23.8).

$$T_v = \frac{\pi d^2}{4} \frac{v^2}{2g} = F \cdot$$

Considerînd cos $\alpha = 1$ se obține:

$$v_{crit} = \varphi_1 \sqrt{\left(\frac{\gamma_1}{\gamma} - 1\right) d} \cdot \qquad (23.10)$$

Dacă se consideră viteza medie a verticalei curentului din dreptul particulei, în cm/s diametrul mediu al particulelor în mișcare, în mm, atunci conform cercetărilor de laborator ale lui *B o g a r d i*, există relația:

$$v_{crit} = 30\ d^{0,45}\ [\text{cm/s}]. \qquad (23.11)$$

Experimentările din laborator și din natură au condus la valori de calcul ale vitezei critice medii a curentului de apă în funcție de diametru, cum sînt

vitezele v_{1crit} stabilite de *Hydroproiect URSS*, specificate în tabelul 23.1 pentru adîncimi de curent cu $H_1 = 1$ m:

Tabelul 23.1

d (mm)	v_1 (m/s)	d (mm)	v_1 (m/s)	d (mm)	v_1 (m/s)
0,005	0,15	5,0	0,80	70,0	2,30
0,01	0,16	7,5	0,91	80,0	2,45
0,05	0,20	10,0	1,00	90,0	2,60
0,10	0,24	15,0	1,17	100,0	2,70
0,25	0,30	20,0	1,30	120,0	3,00
0,50	0,40	30,0	1,53	140,0	3,25
0,75	0,48	40,0	1,77	160,0	3,50
1,00	0,55	50,0	1,97	180,0	3,70
2,50	0,65	65,0	2,14	200,0	3,90

Tabelul este valabil pentru $d > 0{,}005$ mm și cînd curentul conține mai puțin de $1‰$ materii coloidale în suspensie. Pentru un conținut între 1 și $25‰$, valorile vitezelor critice trebuie sporite pînă la 65% cu cît diametrul aluviunilor este mai mic. În cazul adîncimilor H diferite de $H_1 = 1$ m, viteza critică a curentului de apă v_{crit} se calculează cu formula:

$$v_{crit} = v_{1crit} \cdot H^{0.2} \tag{23.12}$$

În cazul aluviunilor de dimensiuni mari aflate în albia rîurilor montane, *Airy* propune formula:

$$G_{crit} = Av^6, \tag{23.13}$$

unde G_{crit} reprezintă *greutatea critică*, v — viteza curentului de apă și A — un parametru. Această formulă explică posibilitatea antrenării aluviunilor mari la viteze relativ mici.

23.2.2. Studiul mișcării aluviunilor în suspensie

Prin acceptarea premisei după care *concentrația* de aluviuni într-un punct al curentului nu se schimbă în timp, înțelegînd prin concentrație cantitatea de particule conținute în unitatea de volum de apă (g/l, g/m^3 etc.) și că particulele sînt atît de mici, încît curentul de apă nu cheltuiește o energie apreciabilă pentru transportul lor, se ajunge la concluzia că transferul de aluviuni de jos în sus datorit componentei verticale a vitezei (într-un punct al curentului în regim turbulent) este egal cu transferul datorit vitezei de cădere a particulelor sub acțiunea gravitației. În unitatea de suprafață orizontală în care se face transferul și unitatea de timp, se scrie următoarea relație, datorită lui *W. Schmidt* (fig. 23.5):

$$\rho \cdot w = -E\frac{d\rho}{dh}, \tag{23.14}$$

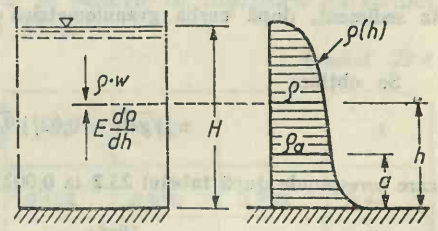


Fig. 23.5. Teoria *Schmidt* a mișcării aluviunilor în suspensie

unde: ρ este concentrația (tulbureala); w — mărimea hidraulică; E — coeficientul de transfer al aluviunilor, variabil de la un punct la altul; h — înălțimea corespunzătoare concentrației ρ.

Prin separarea variabilelor ρ și h și integrare, se obține:

$$\rho = \rho_a \cdot e^{-w \cdot \int_a^h \frac{dh}{E}}, \tag{23.15}$$

unde ρ_a este concentrația cunoscută la înălțimea a. Dacă se admite o repartiție a vitezelor curentului pe verticală după formula *Iasmund-Nikuradze*, atunci ecuația (23.5) se transformă, după *M. A. Velikanov*, în:

$$\rho = \rho_0 \left(\frac{1 - \eta}{1 + \eta/\alpha} \right)^{\frac{w}{K\sqrt{gHi}}} \tag{23.16}$$

în care ρ_0 este concentrația la fund: $\eta = h/H$; $\alpha = \delta/H$ (rugozitatea); $K =$ = constanta lui Karman, egală cu 0,40; i — panta longitudinală a oglinzii apei; adîncimea h se consideră cu originea la nivelul patului albiei.

În ceea ce privește concentrația la fund ρ_0, aceasta poate fi calculată cu formula *Lane-Kalinske*:

$$\frac{10^{-6} \cdot \rho_0}{c} = f\left(\frac{w}{\sqrt{gHi}}\right), \tag{23.17}$$

unde c este fracțiunea de aluviuni de aceeași mărime hidraulică w, egală cu a particulelor din suspensie, fracțiune aflată în ansamblul sedimentului albiei, respectiv în aluviunile tîrîte. În tabelul 23.2 se dau cîteva valori medii ale raportului $10^{-6}\rho_0/c$, în funcție de $w/\sqrt{gHi}$.

Tabelul 23.2

$w/\sqrt{gHi}$	1,0	0,7	0,4	0,2	0,07	0,02
$10^{-6}\ \rho_0/c$	0,00001	0,0001	0,0006	0,0025	0,01	0,05

Exemplul 23.1. Se dau: mărimea hidraulică a aluviunilor în suspensie, $w = 2$ cm/s; $H = 3{,}0$ m; $i = 0{,}00033$, iar procentul de aluviuni — de aceeași mărime ca aluviunile în suspensie — aflat în sediment, după curba granulometrică $c = \frac{20}{100}$.

Se obține:

$$w/\sqrt{gHi} = 0{,}02/\sqrt{9{,}81 \times 3{,}0 \times 0{,}00033} = 0{,}2,$$

care corespunde după tabelul 23.2 la 0,0025 pentru $10^{-6}\ \rho_0/c$ și deci:

$$\frac{10^{-6}\rho_0}{20/100} = 0{,}0025; \quad \rho_0 = 500 \text{ g/m}^3.$$

Distribuția concentrației pe verticală $H = 3{,}0$ m este, conform cu ecuația dată de M. Velikanov (23.16):

$$\rho = 500 \left(\frac{1 - \eta}{1 + \eta/\alpha} \right)^{1/2} \quad [g/m^3]$$

În ceea ce privește valoarea rugozității relative α, aceasta se poate lua din tabelul 23.3 calculat de *M. A. Velikanov*, în funcție de coeficientul C al lui Chèzy.

Tabelul 23.3

C	28,3	37,4	40,8	16,2	51,0	57,1	62,6
α	1/100	1/250	1/500	1/1000	1/2000	1/4000	1/8000

În exemplul de mai sus, concentrația ρ de la mijlocul adîncimii se obține $\eta = 0{,}5$; dacă $\alpha = 1/2000$ rezultă

$$\rho = 500 \left(\frac{1 - 0{,}5}{1 + 0{,}5/\frac{1}{2\,000}} \right)^{1/2} = 500 \left(\frac{0{,}05}{1\,000} \right)^{1/2} = 11 \ g/m^3$$

Rezolvarea problemei repartiției aluviunilor în suspensie a mai fost abordată și de alți cercetători. Unii dintre aceștia, ca *O'Brien-Christiansen* și *H. Rouse*, au folosit formula de bază dată de *Schmidt*, iar alții, ca *S. Hayami*, analiza tensorială a scurgerii turbulente. Trebuie însă menționat că rezultatele obținute pot să nu concorde între ele și nu întotdeauna cu realitatea, de aceea în stadiul actual sînt necesare verificări și corectări prin măsurători directe.

23.3. Debitul solid al aluviunilor tîrîte și în suspensie

— Debitul solid aferent aluviunilor tîrîte (q_s'), pe lățimea unitară de profil depinde în primul rînd de diferența pozitivă dintre forța de tîrîre existentă τ și forța critică de tîrîre τ_{crit} a materialului care alcătuiește sedimentul albiei. *Du Boys* a stabilit relația:

$$(q_s') = C\tau(\tau - \tau_{crit}), \qquad (23.18)$$

unde C este un coeficient dimensional depinzînd de structura și mărimea aluviunilor și este dat de *L. G. Straub* în funcție de mărimea particulei — respectiv de τ_{crit} — conform tabelului 23.4.

Tabelul 23.4

Mărimea particulelor (mm)	1/8	1/4	1/2	1	2	3
τ_{crit} (kg/m^2)	0,078	0,083	0,108	0,156	0,250	0,44
(C m^6/kg$^2 \cdot$ s)	0,0032	0,0019	0,0011	0,00067	0,00039	0,00023

Exemplul 23.2. Pentru diametrul mediu al aluviunilor $d_{med} = 1$ mm; $\tau = 2{,}3$ kg/m², se obține din tabel $\tau_{crit} = 0{,}156 \approx 0{,}16$ kg/m² și $C = 0{,}00067$, de unde debitul solid pe 1 m lățime de profil:

$$q'_s = 0{,}00067 \times 2{,}3 \times (2{,}3 - 0{,}16) = 0{,}0032 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{s} =$$

$$= 2650 \times 0{,}0032 = 8 \text{ kg/m.1.s}$$

În cazul că τ_{crit} se ia din graficul lui E. W. Lane (fig. 23.4), valoarea debitului solid rezultă ceva mai mare.

I. I. Levy a stabilit formula de mai jos, bazată pe proporționalitatea existentă u a curentului și viteza critică de antrenare v_{crit}:

$$q'_s = \frac{d}{k}(u - v_{crit}) \tag{23.19}$$

unde d este diametrul mediu al aluviunilor antrenate, iar k — un parametru.

O formulă cu oarecare răspîndire este dată de *A. Schoklitsch*, sub forma:

$$q'_s = 2\,500\, i^{3/2}(q - q_0); \text{ [kg|s.m]} \tag{23.20}$$

unde:

$q_0 = 0{,}6 \frac{d^{3/2}}{7/6}$ este *debitul lichid critic* al curentului, în m³/m·s de profil;
d — mărimea granulei corespunzătoare procentului de 40% din greutatea totală a aluviunilor, în m (după curba granulometrică);
i — panta longitudinală a curentului;
q — debitul lichid al curentului pe unitatea — lățime de profil activ.

Formula elaborată de *H. A. Einstein* stabilește legătura dintre doi parametri adimensionali, care după *M. A. Velikanov*, pot fi scrișI simplificat sub forma:

$$\psi = \frac{d}{H \cdot i}, \qquad \varphi = \frac{(q'_s)}{d \cdot w} \tag{23.21}$$

unde:

d este diametrul mediu al aluviunilor tîrîte;
H — adîncimea curentului;
i — panta longitudinală;
q'_s — debitul solid al aluviunilor tîrîte;
w — mărimea hidraulică.

Corelația dintre ψ și φ a fost stabilită pe baza a numeroase experimentări, măsurînd direct factorii care determină acești parametri. Pentru pietrișuri și nisipuri cu $d < 30$ mm, reprezentarea grafică în scara logaritmică a legăturii dintre ψ și φ este în medie o dreaptă care, transformată în coordonate liniare, se prezintă sub forma:

$$\varphi = 2{,}17\, e^{-0{,}39\psi}$$

Prin înlocuirea lui ψ și φ și menținînd în prima parte a egalității debitul solid, se obține în final:

$$q_s' = 2{,}17\, w\, d\, e^{-0{,}39\frac{d}{H\cdot i}} \quad [\mathrm{m^3/m\cdot s}] \tag{23.22}$$

cu w, în m/s; d și H, în m.

Exemplul 23.3. Se dau: diametrul $d = 10$ mm; $w = 75$ cm/s; $H = 3{,}0$ m; $i = 0{,}001$. Debitul solid (q_s') pe secundă și pe unitatea-lățime de profile este

$$q_s' = 2{,}17 \times 0{,}75 \times 0{,}01\, e^{-0{,}39\frac{0{,}01}{3{,}0\times 0{,}001}} =$$

$$= 0{,}15\, e^{-0{,}013} = 0{,}015 \ \mathrm{m^3/m\cdot s}$$

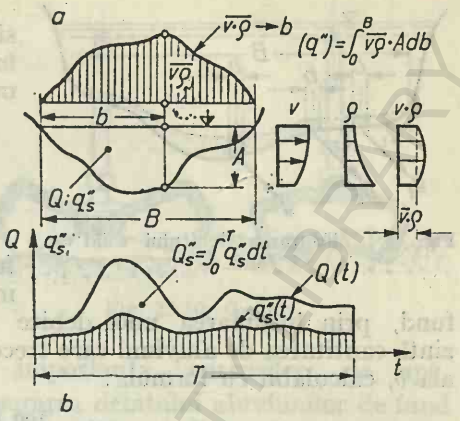


Fig. 23.6. Epura debitului în suspensie.

Pentru lățimea activă de deplasare de 41,5 m a aluviunilor, debitul $Q_s' = 0{,}015 \times 41{,}5 = 6{,}1$ m³/s.

— Debitul solid aferent aluviunilor în suspensie q_s'' depinde de viteza curentului cu care acesta transportă concentrația sa de aluviuni în profilul albiei. Exprimînd în mod analitic această condiție și ținînd seama de figura 23.6 se scrie pentru verticalele profilului transversal:

$$q_s'' = \int_0^B \int_0^A v\cdot\rho\cdot \mathrm{d}h\cdot \mathrm{d}b \int_0^B \overline{v\cdot\rho}\ \mathrm{d}b$$

$$Q_s'' = \int_0^T (q_s'')\, \mathrm{d}t \tag{23.23}$$

unde:

q_s'' este debitul aluviunilor în suspensie pe lărgimea B a profilului;
Q_s'' — cantitatea în suspensie corespunzător timpului T;
ρ — concentrația punctuală;
v — viteza curentului în punctul de înălțime h a verticalei profilului;
A — adîncimea;
$\overline{v\cdot\rho}$ — media repartiției $v\rho$ pe adîncimea A.

23.4. Măsurarea debitului solid

Bazele teoretice și formulele indicate mai sus privind analiza hidrologică a transportului de aluviuni, au avut ca scop evidențierea mecanismului și a factorilor esențiali care determină debitul solid. S-a atras atenția însă că, datorită unor factori insuficient cunoscuți, formulele nu au decît o valabilitate limitată. Suplinirea practică a acestor lacune impune efectuarea de măsurători directe, separat pentru aluviuni în suspensie și separat pentru aluviuni de fund. Odată cu măsurătorile debitului solid se efectuează și măsurători privind morfologia albiei, granulozitatea aluviunilor în mișcare și a celor sedimentate etc., adică ale acelor elemente care intră în componența diverselor formule. Cît privește forța critică de antrenare, respectiv viteza critică de antrenare, acestea pot fi determinate în laboratoarele hidrotehnice.

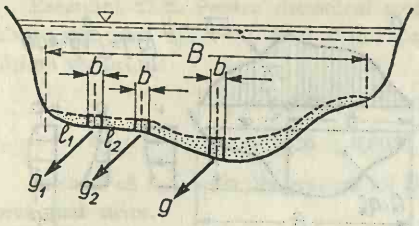


Fig. 23.7. Măsurarea debitului solid de fund.

Debitul solid al aluviunilor în suspensie, ca și debitul tîrît se raportează întotdeauna la debitul și nivelul din momentul măsurării.

23.4.1. Măsurarea debitului solid de fund

Nisipurile și pietrișurile mișcate pe fundul albiei de curentul apei pot fi măsurate sub forma debitului solid de fund, prin însumarea unor debite elementare g. Un debit elementar reprezintă cantitatea de aluviuni care trece în unitatea de timp prin lățimea parțială b, calculabil cu formula:

$$g = \frac{100\,P}{b \cdot t}; \quad [g/m \cdot s] \tag{23.24}$$

unde P este greutatea, în g a aluviunilor care trec prin b în timpul t și care se măsoară cu aparate speciale; în formulă, b se introduce în centimetri, iar t în secunde (fig. 23.7). Dacă se notează cu l_1, l_2 ... distanțele dintre verticalele care trec prin mijlocul lățimilor b, atunci debitul solid total Q_s' este dat de suma:

$$Q_s' = \frac{1}{2} g_1 l_1 + \frac{1}{2}(g_1 + g_2) l_2 + \ldots + \frac{1}{2} g_n l_{n+1}. \tag{23.25}$$

Suma distanțelor l_1, l_2 ... formează lățimea activă B de circulație a aluviunilor de fund; lățimea parțială b este de fapt chiar lățimea aparatului care captează aluviunile g_1, g_2 ...

Aparatele folosite pentru captarea aluviunilor se numesc de asemenea batometre, ca și la aluviunile în suspensie, însă modul lor de construcție este diferit. Construcția unui bun batometru trebuie să asigure captarea în întregime a grosimii stratului de aluviuni care se mișcă și să nu aducă perturbări regimului normal de scurgere a curentului de apă.

Cel mai simplu batometru este o cutie din plasă de sîrmă cu ochiuri mici, avînd partea anterioară deschisă pe o lățime b, fixată în patul albiei prin o bară metalică (fig. 23.8). După un timp de t minute înregistrate la cronometru, batometrul se extrage din apă și se cîntăresc aluviunile reținute în interior.

În figura 23.9 se prezintă batometrul de fund tip ISCH, utilizat curent în țara noastră. Acesta se compune dintr-o cutie metalică cu secțiunea de intrare

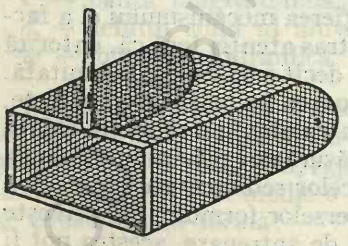


Fig. 23.8. Batometru plasă.

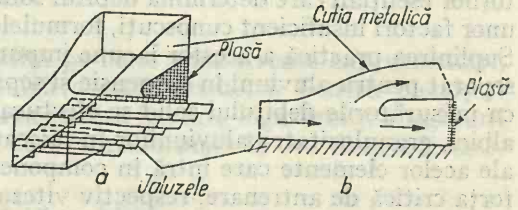


Fig. 23.9. Batometru tip ISCH.

de 22 cm lățime și 20 cm înălțime; partea superioară este liberă, iar partea inferioară este acoperită cu o plasă de sîrmă cu rolul de a reține aluviunile, care intră cînd este pus în poziție de captare. Pentru a se realiza fixarea pe patul albiei, fundul batometrului este prevăzut cu niște jaluzele.

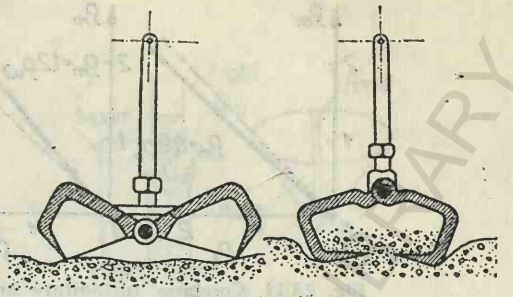


Fig. 23.10. Graifăr.

Dimensiunile și greutatea batometrului ca și utilajul necesar lansării, menținerii și scoaterii din apă a acestor aparate depind de importanța cursurilor de apă.

La unele cursuri de apă mai mici, măsurarea debitului aluviunilor de fund se poate face practicînd un șanț transversal pe albie, cu dimensiuni cunoscute. Aluviunile de fund, captate de șanț sînt determinate prin ridicări hidrografice succesive ale reliefului șanțului.

Granulozitatea aluviunilor de fund sedimentate în albie sau în bancurile mobile de sub apă se obține pe bază de probe luate prin graifăre (fig. 23.10), ștuțuri, drăgi cu cupe sau pompe.

23.4.2. Măsurarea debitului solid în suspensie

Determinarea debitului solid al aluviunilor în suspensie se obține prin măsurători simultane de viteză a apei și de turbiditate într-un număr de puncte ale secțiunii de scurgere a rîului.

Debitul solid care se scurge într-un profil se determină după relația, care în mod practic reprezintă însumări de debite parțiale corespunzătoare verticalelor considerate în profil:

$$q_s'' = \Sigma b \cdot v_{med} \rho_{med}, \qquad (23.26)$$

unde:

b este semisuma distanței pînă la verticalele imediat alăturate verticalei considerate;
v_{med} — viteza medie a apei pe verticală;
ρ_{med} — concentrația medie a aluviunilor pe aceeași verticală.

În scopul economisirii măsurătorilor se stabilesc pe baza măsurătorilor complete anterioare, corelații între turbiditățile de suprafață și cele medii pe verticală (fig. 23.11), care permit să se limiteze măsurătorile numai la suprafața apei.

Aparatele cu care se determină concentrația aluviunilor numite și ele batometre, constau dintr-un mic rezervor, care prin scufundare în curent — cu ajutorul unui cablu subțire — captează o probă de apă. Cantitatea de apă recoltată depinde de turbiditatea apei; la turbidități foarte ridicate (5 ... 10 g/l) se pot recolta probe de 0,5 l, iar la turbidități foarte mici (sub 0,01 ... 0,02 g/l)

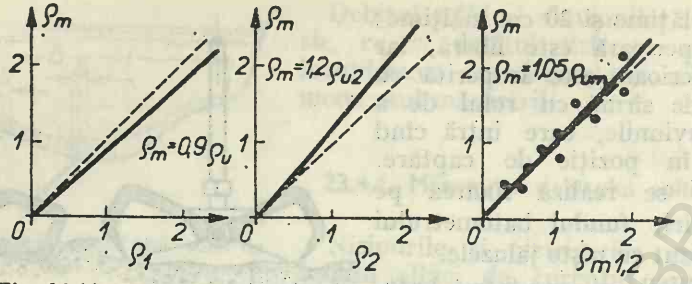


Fig. 23.11. Corelație turbiditate suprafață-turbiditate medie pe verticală.

se recomandă recoltarea de probe de apă de 2 ... 5 l. Dacă p este greutatea, în g a aluviunilor separate de apă și W volumul total al probei (respectiv al batometrului) în cm³, atunci concentrația aluviunilor în punctul de unde s-a luat proba este:

$$\rho = 10^6 \frac{p}{W}; \quad [g/m^3] \tag{23.27}$$

Unele batometre sînt simple sticle lestate, prevăzute cu un dop care se poate scoate prin smulgerea unui fir rezistent legat de dop, altele sînt montate pe bare metalice ca și moriștele hidrometrice, intrarea apei și ieșirea aerului fiind asigurate prin conducte subțiri (fig. 23.12).

Batometrele de acest tip fără un ajutaj special au inconvenientul că modifică — prin vîrtejuri — regimul natural de scurgere a aluviunilor și odată cu aceasta și concentrația punctuală. Eliminarea acestui neajuns se obține prin batometrul tubular de tipul *Jukowski-Kolle* (fig. 23.13). Acest aparat este alcătuit dintr-un cilindru metalic solidarizat cu o bară de scufundare; cele două capete ale cilindrului se pot închide instantaneu în curent, prin ajutorul unor arcuri cu comandă deasupra nivelului apei; proba captată este astfel specifică curentului la adîncimea batometrului.

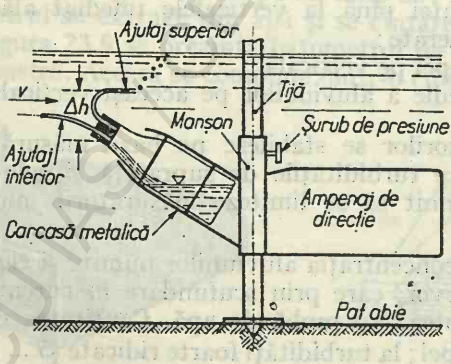


Fig. 23.12. Batometru cu sticlă.

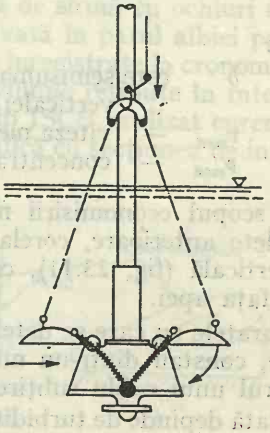


Fig. 23.13. Batometru Jukovski-Kolle.

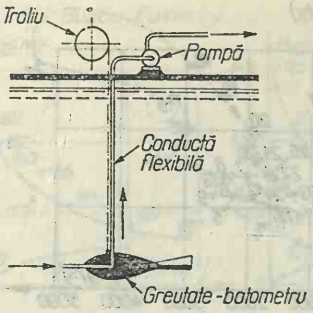


Fig. 23.14. Batometru-pompă.

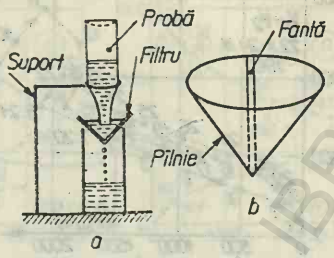


Fig. 23.15. Filtrarea probelor.

La cursurile de apă importante și cu mari adîncimi se economisește mult timp prin folosirea instalației din figura 23.14. Probele de apă în acest caz se extrag printr-o conductă flexibilă, cu ajutorul unei pompe, montată la bordul unei ambarcațiuni.

Problema separării aluviunilor în suspensie, de masa lichidă a probei, se rezolvă prin operațiile de filtrare (fig. 23.15) sau decantare și apoi uscare și cîntărire. Aceste operații trebuie efectuate cu precizie, pe mai multe probe din același punct, într-o instalație de laborator transportabil. Se folosesc balanțe capabile de a aprecia concentrații de ordinul a cîtorva miligrame la litrul de apă.

Complexitatea măsurătorilor hidrometrice de durată mai mare — aluviuni, viteze, debite etc. — care trebuie efectuate de-a lungul unui curs de apă important (Siret, Dunăre etc.), justifică amenajarea sau construcția unor ambarcațiuni speciale.

Cea mai mare parte din volumul total anual de aluviuni în suspensie transportate de un rîu se scurge în perioada viiturilor. Din practica măsurătorilor din țara noastră, la debitul lichid aproximativ de 1,25 $\bar{Q}$ se scurge cel puțin 90% din debitul solid mediu multianual $\bar{Q}_s''$. Ca urmare, activitatea de măsurători complete de debit solid în suspensie începe numai de la debite $Q > \bar{Q}$, (debit mediu multianual), cînd se stabilesc și corelații de tipul $Q_s'' = f(Q)$.

Legătura $Q_s'' = f(Q)$ pentru o viitură (fig. 23.16) este de forma unei bucle, diferită pentru fiecare viitură, cu valori mai mari ale debitului solid în perioada de creștere a viiturii și cu valori mai mici în perioada de descreștere, pentru același debit de apă. Aceasta se explică prin puterea mai mare de antrenare a curentului în perioada de creștere ca urmare a faptului că panta superficială J este mai mare.

Cînd se dispune de măsurători ale debitului solid în suspensie Q_s'' concomitente cu debitul Q, efectuate pentru mai multe viituri, se poate stabili un grafic în scară dublu logaritmică în funcție și de probabilitate.

În figura 23.17, se prezintă o astfel de prelucrare statistică a măsurătorilor de debite solide în suspensie la stația Bistrița Năsăud (rîul Bistrița).

Pe baza măsurătorilor efectuate de IMH s-au stabilit hărți la nivelul bazinelor hidrografice și hărți de sinteză la nivelul țării care pot furniza informații asupra mărimii debitului solid în suspensie media în t/ha · an.

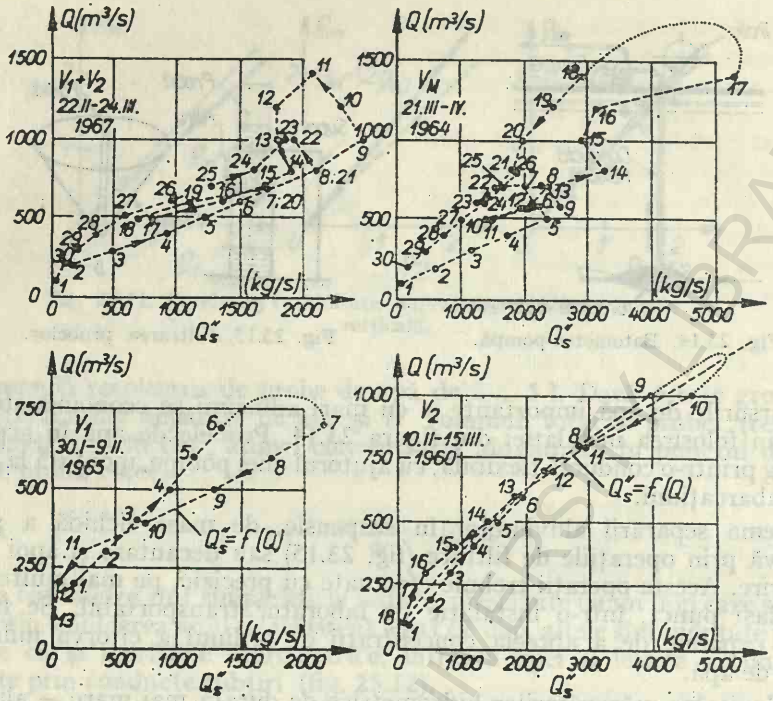


Fig. 23.16. Corelația $Q''_s = f(Q)$.

În figura 23.18, *a* se prezintă corelația $q'' = f(H_B)$, unde H_B este cota medie a bazinului. Valoarea debitului solid ca medie pe țară este de 1,88 t/ha an, atingînd local valori maxime de 50 t/ha an. În figura 23.18, *b* se redă o hartă cu izolinii a debitului solid în suspensie-mediu în R.S.R.

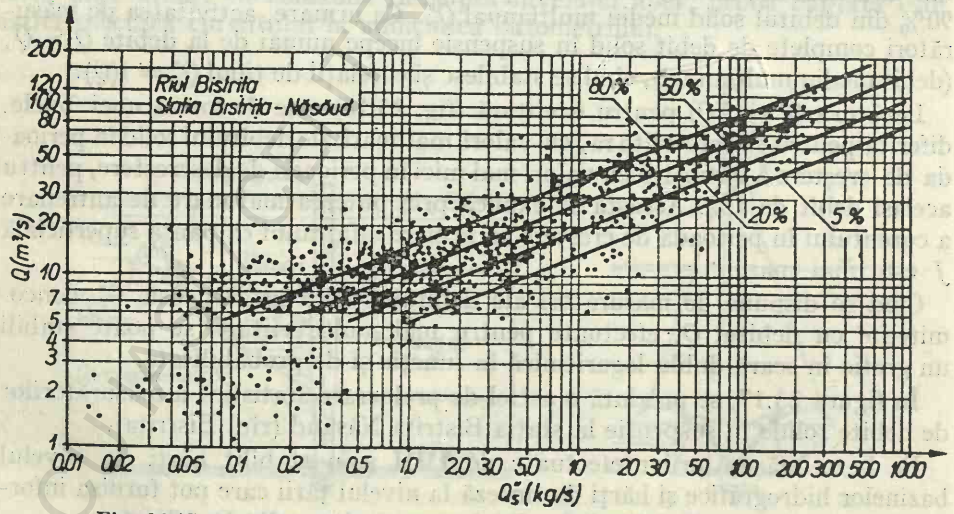


Fig. 23.17. Corelația debitului solid cu cel lichid (scară dublu logaritmică).

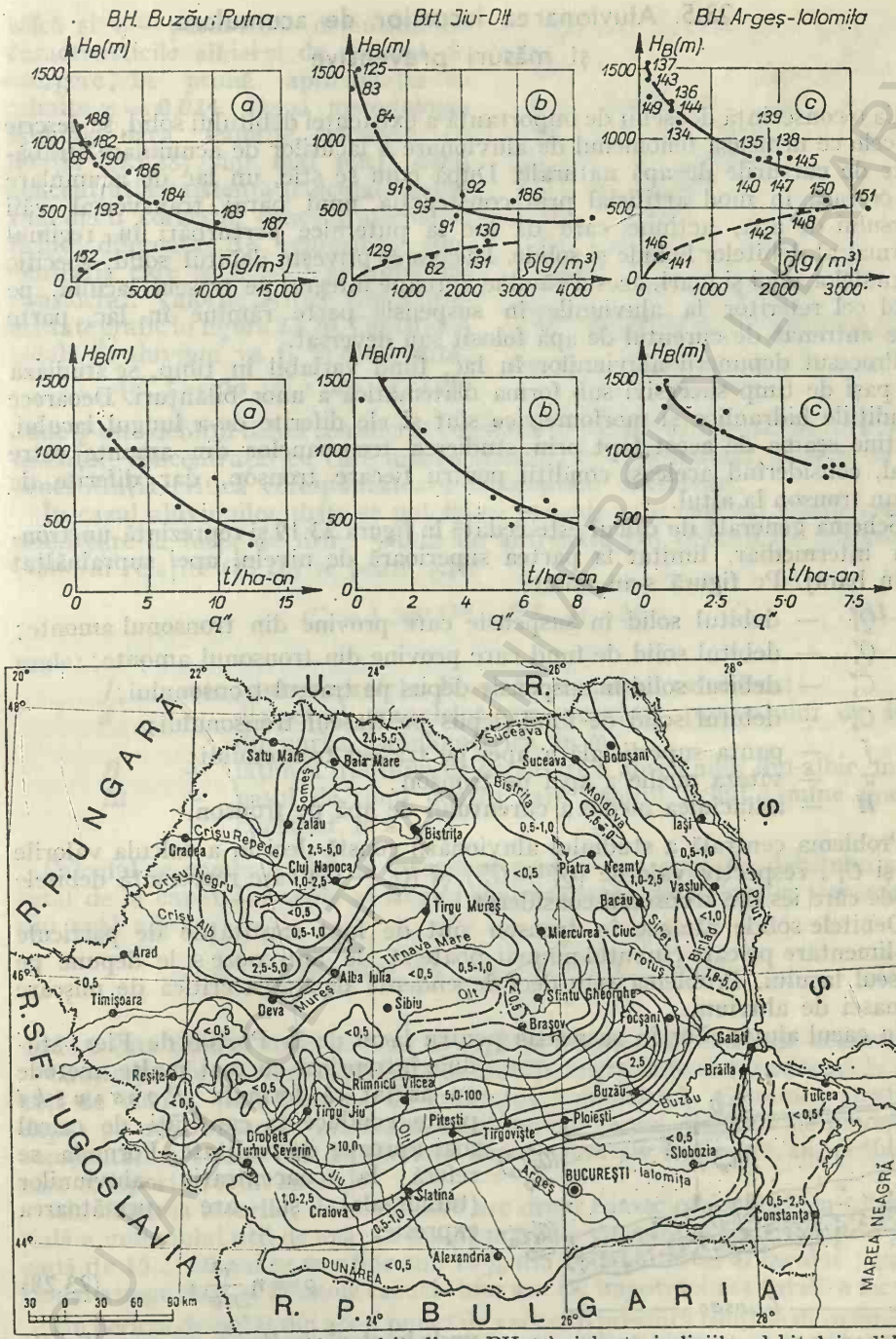


Fig. 23.18. Corelația debit solid cu altitudinea BH (*a*) și harta izoliniilor debitului solid în suspensie mediu în România (*b*).

23.5. Aluvionarea lacurilor de acumulare și măsuri preventive

Ca o consecință deosebit de importantă a existenței debitului solid, se descrie în cele ce urmează fenomenul de aluvionare a lacurilor de acumulare străbătute de cursurile de apă naturale. După cum se știe, un lac de acumulare se creează în mod artificial prin construcția unui baraj transversal văii cursului de apă, acțiune care dă loc la puternice perturbări în regimul normal al debitelor lichide și solide. În ceea ce privește debitul solid, specific granulelor mici și mari, acesta rămîne aproape integral pe traseul lacului, pe cînd cel referitor la aluviunile în suspensie parte rămîne în lac, parte este antrenat de curentul de apă folosit sau deversat.

Procesul depunerii aluviunilor în lac, fiind variabil în timp, se studiază pe pași de timp succesivi sub forma matematică a unor bilanțuri. Deoarece condițiile hidraulice și morfometrice sînt și ele diferite de-a lungul lacului, se ține seama de acest fapt prin studierea tronsoanelor din amonte către aval, considerînd aceleași condiții pentru fiecare tronson, dar diferite de la un tronson la altul.

Schema generală de calcul este redată în figura 23.19 și reprezintă un tronson intermediar, limitat la partea superioară de nivelul apei supraînălțat prin baraj. Pe figură s-au notat:

Q_s'' — debitul solid în suspensie care provine din tronsonul amonte;
Q_s' — debitul solid de fund care provine din tronsonul amonte;
C_s'' — debitul solid în suspensie depus pe traseul tronsonului;
C_s' — debitul solid de fund depus pe traseul tronsonului;
J — panta superficială a apei pe traseul tronsonului;
v — viteza medie a apei pe tronson;
H — adîncimea medie a curentului de apă pe tronson.

Problema centrală a studiului aluvionării constă deci în a calcula valorile C_s' și C_s'', respectiv valorile $(Q_s'' - C_s'')$ și $(Q_s' - C_s')$ care reprezintă debitele solide care ies din tronsonul considerat.

Debitele solide rămase în tronson sînt de fapt cantitățile de particule suplimentare pe care curentul nu mai poate să le antreneze și le depune pe traseul lacului. Problema este deci dependentă de starea critică de mișcare a masei de aluviuni.

În cazul aluviunilor în suspensie pentru lacul de la Porțile de Fier, studiile întreprinse cu mai multe metode au arătat că formula *Rossinski* poate conduce la cantități de calcul mai aproape de realitate. Formula se referă la concentrația aluviunilor (tulbureala) și are următoarea expresie:

$$\rho = \eta \frac{v^3}{H\bar{w}}, \qquad (23.28)$$

unde în afară de H și v cu semnificația dată mai sus, $\bar{w}$ este mărimea hidra-

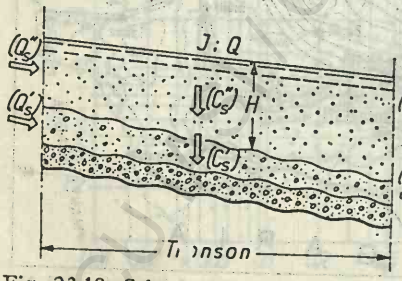


Fig. 23.19. Schema de calcul al bilanțului de aluviuni.

ulică și η — parametru depinzînd de caracteristicile albiei și de regimul de scurgere; în primă aproximație se admite $\eta = 0{,}024$. După metodologia admisă, dacă valorile calculate cu relația (23.28) sînt mai mici decît concentrația existentă (calculată eventual din o corelație concentrație-debit lichid) diferența $\Delta\rho$ reprezintă concentrația care se depune pe tronsonul considerat. Valorile critice sînt reprezentate grafic în figura 23.20. Cantitatea totală de aluviuni va fi în consecință:

$$(C_s'') = \Delta\rho \cdot Q \cdot \Delta t, \qquad (23.29)$$

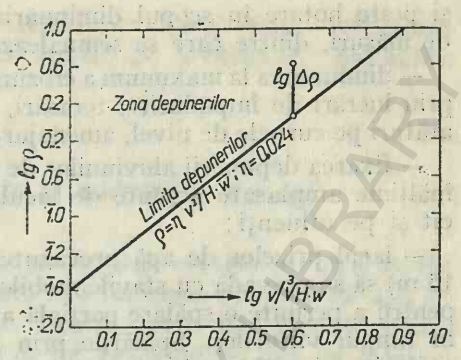


Fig. 23.20. Graficul valorilor critice de depunere.

unde Q este debitul lichid considerat constant în pasul de timp Δt. În tronsonul următor, concentrația cu care intră curentul, în mod normal, trebuie să fie concentrația critică corespunzătoare tronsonului considerat.

În cazul aluviunilor tîrîte se pot folosi formule care cuprind stările critice referitoare la forța de tîrîre, viteza de antrenare sau debitul de antrenare. Conform relației (23.20) se poate scrie

$$C_s' = 1\,500 J^{1/3} \cdot d^{3/2} \cdot B \cdot \Delta t, \qquad (23.30)$$

unde:

J este panta suprafeței libere în tronsonul considerat;
d — diametrul granulelor corespunzător procentului de 40% din curba granulometrică, în m;
B — lățimea frontului de deplasare a aluviunilor din albie, în m;
Δt — pasul de timp pentru care debitul lichid rămîne practic constant, în s.

Calculul se conduce pînă la tronsonul pentru care expresia debitului solid total de la capătul amonte al lacului egalează suma debitelor din tronsoanele din aval adică

$$G = 2\,500 J^{3/2} \cdot \left(Q - 0{,}6 B \frac{d^{3/2}}{J^{7/6}}\right) = \Sigma (C_s'), \qquad (23.31)$$

unde G este debitul solid calculat la capătul amonte al lacului de acumulare.

Cantitățile de aluviuni exprimate în unități de greutate se transformă în unități de volum, ținînd seama de greutatea volumetrică. Grosimea stratului depus pe un tronson în intervalul unui număr de ani, depinde de gradul de compactare a straturilor de aluviuni depuse succesiv în fiecare an, problemă care comportă studii speciale.

Aluvionarea lacurilor de acumulare are drept consecințe reducerea substanțială a volumului util de apă; în cazuri normale volumul depunerilor pe o perioadă de 15 ... 30 ani se menține sub 10% din volumul total al lacului ; excepțional atinge 50% și în unele cazuri chiar are loc împotmolirea totală a lacului.

Un pericol deosebit din acest punct de vedere îl prezintă lacurile de acumulare cu volume relativ mici (sub 10 ... 20 milioane m^3), dacă nu se intensifică o serie de măsuri necesare. Drept urmare a experienței dobîndite în România

și peste hotare în scopul diminuării pericolului semnalat se impun o serie de măsuri, dintre care se semnalează:

— diminuarea la maximum a eroziunii solului din BH și din versanții lacului, prin lucrări de împădurire, terasări, praguri, oprirea alunecărilor de maluri, arături pe curbele de nivel, amenajarea torenților ș.a.;

— fixarea depunerii aluviunilor de fund în lacuri create prin baraje de mică înălțime amplasate amonte de lacul de acumulare, atît în albia principală cît și pe afluenți;

— lacul prizelor de apă prevăzute cu baraje de mică înălțime (sub 10 ... 15 m) să se prevadă cu stavile mobile pînă la nivelul talvegului albiei inițiale, pentru a permite o spălare parțială a aluviunilor depuse și a celor în tranzit în timpul viiturilor. Spălările prin deschiderea stavilelor au loc aproape exclusiv prin albia minoră, de aceea nu este posibil să se obțină o evacuare a aluviunilor decît la un procent din volumul redus. După *Schoklitsch* se pot evacua cel mult aluviuni cu o compactare slabă de volum V:

$$V = \frac{(5\alpha)^{2/5}}{2} H^{6/5}(Q - Q_0)^{2/5} \cdot t^{2/5}; \quad [m^3] \qquad (23.32)$$

unde H este grosimea stratului depus, în m; Q — debitul de spălare, în m^3/s; Q_0 — debitul critic de antrenare, în m^3/s; t — timpul cît durează spălarea cu debitul Q, în s; α — parametru depinzînd de natura patului, inițial $\alpha = 2\,000 \ldots 3\,000$;

— în timpul viiturii să se realizeze o pantă cît mai mare a suprafeței libere a apei din lac, prin coborîrea nivelului la baraj, admițînd prin regulamentul de funcționare a sistemului, o diminuare a efectului util pentru care lacul a fost creat;

Observarea continuă a aluviunilor prin ridicări hidrotopografice periodice ale fundului lacului sînt de o reală importanță atît pentru o corectă manevrare a stavilelor barajului în timpul viiturilor, cît și pentru perfecționarea criteriilor de luptă în contra acestor aluvionări.

24.

Caracteristicile generale ale resurselor hidrologice din România

Ca resurse hidrologice se consideră rîurile interioare, lacurile, apele subterane și cursurile de apă internaționale. Elementele semnificative ale definirii lor morfologice se redau în special în publicațiile IMH de felul „Cadastrul Apelor", „Rîurile României", „Anuare Hidrografice" ș.a.

În prezentul capitol, se vor sintetiza caracteristicile referitoare la scurgerea hidrologică, resursă esențială în folosințele hidraulice din România.

24.1. Potențialul hidrologic al cursurilor de apă

Sub denumirea de potențial hidrologic se înțelege *volumul de apă mediu multianual* (v. capitolul 20) pe care poate să-l furnizeze un curs de apă în dreptul profilului de control considerat. Pentru toate BH din România, acest volum însumează circa 35 miliarde de m^3, revenind pe cap de locuitor la 1 750 m^3. Această cifră situează resursele hidrologice — comparativ cu alte țări din Europa — în domeniul valorilor minimale.

Se constată că volumul mediu multianual are componente inegal repartizate pe diferitele formații orografice. Valoric situația se prezintă în tabelul 24.1.

Tabelul 24.1

Repartizarea potențialului hidrologic total mediu

Zona orografică	Procent din suprafața RSR (%)	Volum miliarde (m^3)	Procent (%)	Debit specific (l/s. km^2)	h_q (mm)
Munți înalți	5	9,8	28	20	630
Munți	16	13,3	38	7...20	220...630
Dealuri	31	8,4	24	2...7	63...220
Cîmpie și podișuri joase	48	3,5	10	2	63
Total:	100	35,0	100		

h_q — înălțime coloană de apă uniform repartizată pe suprafața respectivă.

Volumul de apă anual transportat de fiecare curs de apă are abateri relativ apreciabile de la potențialul respectiv, așa cum apare din datele tabelului 24.2, care cuprinde elementele de comparație necesare.

În cuprinsul fiecărei zone orografice potențialul hidrologic variază cu anotimpurile. Primăvara cursurile de apă oferă din potențialul lor între 40 și 50%; vara între 15 și 30%; toamna 5 ... 15% și iarna între 15 și 30%. O repartiție mai echilibrată se găsește în regimul hidrologic al Dunării, la care valorile respective sînt 34, 25, 18 și 23%. Modul cum se distribuie lunar potențialul diverselor cursuri de apă este redat în graficele plasate pe harta țării (fig. 24.1), unde se constată că valoarea maximă lunară este în aprilie-mai, iar cea minimă în septembrie-octombrie (pentru BH Siret și în noiembrie-decembrie).

Valori înregistrate și asigurate ale potențialului hidrologic pentru unele cursuri de apă din România (IMH)

Bazinul hidrografic	Stația	F (km²)	V_{max} (mil. m³)	V_{min} (mil. m³)	V (mil. m³)	V 5% (mil. m³)	V 95% (mil. m³)
Someș	Oradea	15 000	7 650	1 700	3 600	5 700	1 750
Criș Repede		2 126	1 430	315	730	1 125	407
Mureș	Arad	27 036	11 200	2 620	4 850	7 520	2 840
Timiș	Lugoj	2 706	2 000	580	970	1 735	578
Nera	Sasca Montană	1 164	730	189	398	670	188
Jiu	Podari	9 253	4 820	1 740	2 740	3 840	1 800
Olt	Slatina	18 842	8 250	9 890	4 470	6 161	2 940
Argeș	Budești	10 283	3 310	815	1 570	2 740	726
Ialomița	Slobozia	9 154	2 680	630	1 215	2 180	630
Siret	Lungoci	36 083	11 400	2 980	4 920	7 320	3 060
Prut	Ungheni	15 620	4 900	1 540	2 290	3 480	1 450
Dunăre	Orșova		234 000	116 000	170 000	232 000	121 000
Dunăre	Ceatal Izmail	805 300	295 000	124 000	200 000	270 000	141 000

V_{max} — volumul anual maxim înregistrat;
V_{min} — volumul anual minim înregistrat;
V — volumul mediu multianual (potențialul hidrologic);
$V_{5\%}$ — volumul anual cu asigurarea de 5% ($T = 20$ ani) an ploios;
$V_{95\%}$ — volumul anual cu asigurarea de 95% ($T = 20$ ani) an secetos.

24.2. Viituri și ape mici

Viiturile rîurilor interioare provin din ploile de primăvară și vară, din topirea zăpezilor și din coincidența lor. Nu sînt excluse și viituri în timpul toamnei. În majoritatea cazurilor debitele maxime anuale, sînt generate numai din ploi.

Cele mai recente viituri s-au produs în anul 1970 cînd au inundat cea mai mare parte a țării (1—8 mai), apoi în anul 1972 (octombrie-noiembrie) și în anul 1975 (1—10 iulie).

Ca valori maxime înregistrate se redau în tabelul 24.3 debitele înregistrate și anul respectiv și debitele cu asigurările 0,1% și 1%.

Apele minime, care provin numai din scurgerea subterană, au loc în lipsa precipitațiilor lichide și anume în perioada de vară-toamnă și din timpul iernii. Acolo unde rezerva subterană se epuizează mai înainte de a surveni o precipitație eficientă, cursurile de apă își reduc debitele pînă la anulare. Acest fenomen de secare este relativ frecvent la rîuri din zona dealurilor și cîmpiei, cu BH sub 800... 1 000 km², excepțional și în cazul unor BH cu suprafețe mai mari (rîul Bîrlad, rîul Vedea).

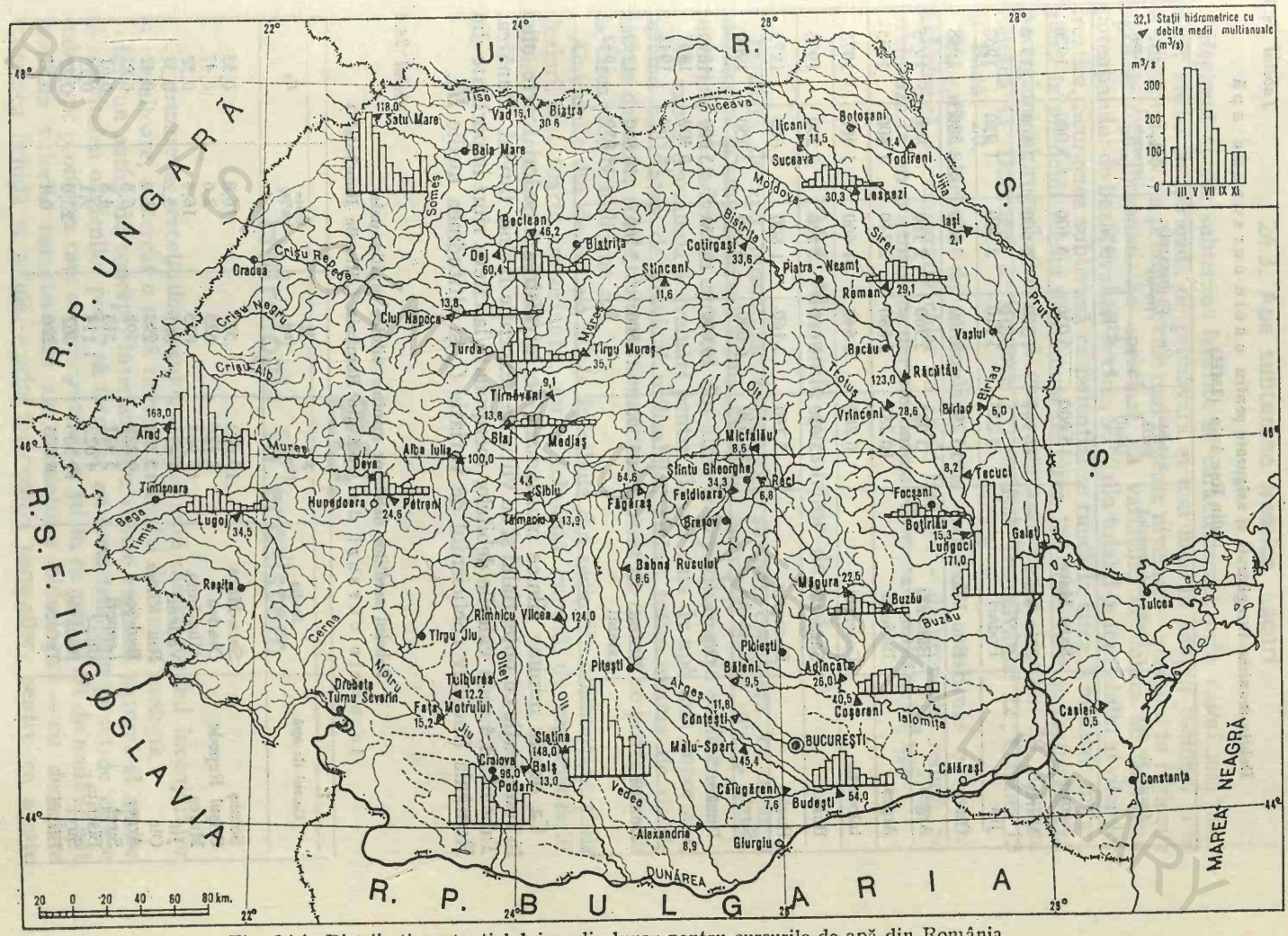


Fig. 24.1. Distribuţia potenţialului mediu lunar pentru cursurile de apă din România.

Tabelul 24.3

Debite maxime înregistrate și asigurate pentru unele cursuri de apă din România (IMH)

Cursul de apă	Stația hidrometrică	Suprafața bazin F (km²)	Q_{max} cu frecvența (m³/s)		Q_{max} înregistrat (m³/s)	Anul
			$p = 0{,}1\%$;	1%		
Someș	Satu Mare	15 000	5 050	3 400	3 000	1970
Mureș	Alba Iulia	17 964	4 300	2 600	2 600	1970
Jiu	Podari	9 253	3 910	2 560	1 950	1953
Olt	Rm. Vîlcea	15 292	5 400	3 020	2 580	1948
Argeș	Bănănăi	3 085	3 760	2 180	1 800	1975
Argeș	Budești	10 283	3 680	2 240	1 800	1975
Ialomița	Coșereni	6 265	2 640	1 600	1 400	1975
Buzău	Săgeata	3 980	4 610	2 520	2 200	1975
Buzău	Racovița	5 240	3 160	1 800	1 600	1975
Siret	Răcătău	19 539	6 000	3 570	2 350	1969
Dunăre	Orșova		19 600	16 450	15 900 15 400 14 700	1895 1897 1942
Dunăre	Ceatal Ismail	805 300	18 800	15 700	16 800 14 050	1897 1942

Ca debite minime zilnice multianuale se înregistrează valori foarte mici în comparație cu potențialul și cu viiturile, excepție făcînd fluviul Dunărea. Tabelul 24.4 redă valorile debitelor menționate la cîteva rîuri importante din România (inclusiv coeficientul de variație C_v și altitudinea medie $\overline{H}$).

Tabelul 24.4

Tabelul mediilor debitelor minime zilnice multianuale la unele cursuri de apă din România („Rîurile României")

Cursul de apă	Stația	F (km²)	$\overline{H}$ (m)	Q_{min} (m³/s)	C_v
Someș	Satu-Mare	15 000	537	16,8	0,53
Crișul Repede	Oradea	2 126	629	2,6	0,47
Mureș	Alba-Iulia	17 964	625	16,4	0,52
Jiu	Vădeni	1 421	1 001	5,2	0,34
Olt	Rm. Vîlcea	15 292	792	31,0	0,42
Argeș	Budești	9 229	392	6,3	0,81
Siret	Lespezi	5 921	513	4,8	0,61
Bistrița	Bicaz	4 022	1 114	9,1	0,25
Siret	Răcătău	19 539	662	23,9	0,27
Bîrlad	Tecuci	6 778	220	0,4	0,65

24.3. Ape subterane freatice. Lacuri

Regimul apelor subterane freatice se caracterizează prin valori mai mari decît media în perioada de primăvară și mai mici în timpul toamnei și al iernii. Anul 1973 a prezentat cele mai ridicate niveluri — atingînd în regiunile agricole cota terenului. Se apreciază că variațiile de volum se suprapun potențialului de bază, evaluat la circa 90% din totalul potențialului acviferelor freatice. Scurgerea subterană ca potențial se ridică la circa 5 miliarde m^3/an, adică la un debit mediu multianual de circa 159 m^3/s, care se reapartizează pe regiuni hidrogeologice după cum urmează: Lunca Dunării 30; Cîmpia română 45; Dobrogea 2; Moldova 25; podișul Transilvaniei 22; Crișana 15 și Banat 20.

Exceptînd lacurile de acumulare, cele naturale constituie o resursă hidrologică — comparativ chiar cu apele freatice — de proporție redusă. Se evaluează la un potențial mediu multianual de circa 1 miliard m^3 apă.

24.4. Aluviunile cursurilor de apă

În afară de apa formațiilor hidrologice se pot considera ca resursă hidrologică și aluviunile sub formă de nisip, pietriș și balast. Toate aceste materiale sînt aduse de curentul din albie și depozitate prin sedimentare.

Nu există deocamdată evaluări pentru fiecare curs de apă mai important, privind cantitatea de aluviuni utilizabile. Ținînd totuși seama de datele asupra debitelor solide, *volumul anual* transportat de curent se poate aprecia la circa 2 ... 3 milioane m^3.

Aluviunile din depozitele aflate în albiile din regiunile submontane și de dealuri, sînt foarte importante; au o folosință impusă de reglementările privind asigurarea stabilității albiilor.

25.

Hidrologia în ecosistem

Ca urmare a cercetărilor asupra interacțiunii dintre mediul înconjurător și viețuitoare, s-a creat o nouă ramură a științei denumită *ecologie*.

Într-un astfel de concept, interacțiunea dintre regimul natural al apelor și activitatea oamenilor poate să formeze un ecosistem. Din punct de vedere hidrologic problema care se pune este de a ști în ce mod și cît de mult se pot modifica valorile caracteristice ale formațiilor hidrologice — cu deosebire scurgerea lichidă și solidă — prin intervenția oamenilor, pentru ca aceste

modificări să aducă un aport util economic, iar pe de altă parte, să nu pericliteze un echilibru ecologic necesar. O cunoaștere integrală a acestor aspecte ar permite să se evalueze, de exemplu, cum variază debitul maxim asigurat — față de noile condiții create prin modificări survenite într-o perioadă dată. Deci, după ce s-a efectuat un calcul de debit pe baza datelor statistice din trecut — s-ar putea ști, pe baza planificării tuturor acțiunilor de luat în bazin, măsura în care această valoare de calcul s-ar modifica defavorabil și s-ar ține seama rectificînd acele acțiuni.

Modalitățile care conduc la schimbări calitative ale ecosistemului sînt în general cunoscute; cantitativ însă — în stadiul actual al cunoștințelor — există prea puține elemente care să permită o tratare cu oarecare precizie, în multe din situațiile care intervin în spațiul bazinelor hidrografice. Ca o preocupare de viitor hidrologia va trebui în consecință, să extindă și să adîncească sfera cercetărilor și în acest domeniu, bineînțeles în comun cu ecologia, biologia, hidraulica, pedologia ș.a.

25.1. Intervenții modificatoare în ecosistem

Intervențiile în natură cerute de dezvoltarea continuă a societății umane au loc parțial sau total pe suprafața bazinului, în rețeaua hidrografică, în albii și în depozite acvifere, atît în mod separat, cît și combinate sau în ansamblul lor.

Amenajarea teritorială a BH în agricultură, silvicultură, urbanizare, industrializare, comunicații etc., acționează puternic în sensul modificării condițiilor fiziografice existente la un moment dat în bazinul luat în considerare.

Toate aceste amenajări influențează într-un sens sau în altul factorii bilanțului hidrologic, unele numai cantitativ, iar altele ca urbanizarea și industrializarea și din punctul de vedere al schimbării calității apei.

Intervențiile în structura rețelei hidrografice și în albii, schimbă direcțiile și volumele scurgerii de suprafață și subterane, iar în unele cazuri calitățile fizice și chimice ale apei.

Se înțelege că toate aceste schimbări au intensități variabile și anume cu atît mai puternice și mai aparente cu cît intervențiile se aplică pe mari suprafețe și au un caracter masiv.

25.1.1. Influența amenajărilor agricole în BH

Dacă se consideră pentru o perioadă de timp bilanțul hidrologic corespunzător unui BH, sub forma:

$$h_P = E_{TP} + h_Q + h_B + h_S \pm \Delta S \qquad (25.1)$$

unde termenii relației reprezintă înălțimi coloană de apă și anume: h_P — precipitația, E_{TP} — evapotranspirația, h_Q — scurgerea directă, h_B — scurgerea de bază, h_S — alimentarea stratului freatic și ΔS — schimbarea umidității solului la sfîrșitul perioadei, se poate observa efectul modificărilor, de exemplu pentru înălțimea scurgerii h_Q și h_B.

În ipoteza că se extinde suprafața arabilă existentă din bazin, această extindere va conduce la o micșorare a scurgeri idirecte h_Q deoarece prin efectul sporirii infiltrației, cota parte a precipitației care alcătuiește scurgerea directă se va micșora. În ipoteza că pe o suprafață apreciabilă cu deficit de umiditate în sol, se introduce irigarea culturilor, aproape că toți termenii contribuie la modificarea scurgerii cursului de apă considerat.

În special dacă norma de udare este depășită, apele subterane prin alimentarea sporită h_S cresc în volum, iar nivelul poate atinge chiar cota terenului; în acest stadiu de nivel, fenomenul de infiltrație se micșorează și crește foarte mult evapotranspirația E_{TP}. Din variațiile tuturor acestor factori rezultă modificări ale scurgerii lichide directe și subterane.

2.5.1.2. Influența acțiunii forestiere în BH

Împădurirea și despădurirea sînt intervenții cu importante influențe asupra scurgerilor hidrologice și chiar a regimului de precipitații atmosferice — în bazinele hidrografice montane și submontane. Evapotranspirația în principal asociată cu intercepția și infiltrația în secundar, sînt factorii care produc schimbările semnalate. Prin împădurire evapotranspirația se majorează, iar scurgerea apei precipitate pe versanți este frînată. Un fenomen invers are loc în cazul despăduririi.

Există o serie de cercetări în bazine experimentale cu suprafețe pînă la 20 km² cu concluzii care confirmă cantitativ deducțiile teoretice; ca exemplificare se menționează după *W. Soppcr — J. Lynch* [23], consecințele despăduririi parțiale a bazinului forestier experimental din nordul munților Appalachian — S.U.A.

În acest bazin s-a stabilit mai înainte de defrișarea unui bazin parțial, o corelație a volumelor cumulate de apă scurse dintre suprafața integrală F și suprafața $(F—f)$ de-a lungul unei perioade de 7 ani. După tăierea pădurii pe suprafața f, s-a urmărit în continuare pe doi ani situația, rezultînd următoarele evenimente:

— temperatura aerului a crescut cu 3,3°C, în perioada de vegetație;

— pentru opt din douăzeci de ploi torențiale, debitele viiturilor au crescut cu circa 50%;

— volumele cumulate ale suprafeței $(F—f)$ pentru fiecare an au crescut, făcînd ca coeficientul unghiular al corelației liniare să capete o valoare mai ridicată față de situația anterioară (fig. 25.1). Majorarea s-a produs pe seama stocului din restul anului, ceea ce a condus la micșorarea debitelor din perioadele fără vegetație.

Datorită faptului că defrișarea nu a afectat și vegetația de acoperire a

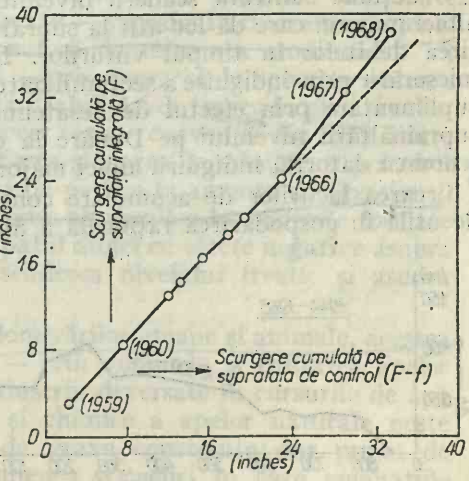


Fig. 25.1. Creșterea volumului viiturilor ca urmare a despăduririi (bazinul forestier experimental Appalachian S.U.A.).

solului, nu s-au constatat fenomene accentuate de eroziune. În cazuri frecvente de folosire necorespunzătoare a terenului, cum ar fi arături pe linia de cea mai mare pantă, drumuri de exploatare a lemnului, distrugerea învelișului vegetal de la sol, se constată — în special pe versanții cu înclinări rapide — un puternic fenomen de erodare a solului, ceea ce face ca debitul solid al cursurilor de apă să atingă valori care dau loc la situații defavorabile stabilității albiilor și a împotmolirii rapide a lacurilor de acumulare.

Prin opoziție cu efectele de despădurire, efectele împăduririi versanților fără vegetație sînt deosebit de favorabile scurgerii hidrologice, care devine astfel mai echilibrată.

25.1.3. Influența amenajării în rețeaua hidrografică și albii

Intervenția în RH și albii constă în mod normal din:
— crearea de noi ramificații ale RH (canale, galerii);
— amenajarea traseului și calibrarea albiilor (corectări, indiguiri).;
— modificarea distribuției debitelor lichide și solide (lacuri de acumulare, deversări urbane și industriale).

Oricare din aceste intervenții are un dublu efect, în sensul că o intervenție de exemplu asupra albiilor se răsfrînge mai curînd sau mai tîrziu și asupra caracteristicilor inițiale ale curentului de albie, aceasta datorită principiului natural al interacțiunii curent-albie.

Canalele de derivație și galeriile micșorează debitul natural de la punctul de priză și eventual interceptează parțial și scurgerea directă. Dacă derivarea este considerabilă în raport cu debitul minim, pe anumite sectoare din aval, va avea loc o scădere a nivelului freatic cu posibile urmări defavorabile pentru vegetație. Același efect defavorabil poate să intervină și în cazul scurtării traseului albiei prin corectări masive de coturi, care produc adîncirea talvegului și o drenare accentuată a acviferului freatic intersectat.

O acțiune contrară scăderii nivelului și a debitelor constă în îndiguirea albiei majore, care dă loc atît la supraînălțarea nivelului curentului și la sporirea debitelor în timpul viiturilor. Efectul de supraînălțare se datorește micșorării prin îndiguire a secțiunii naturale de scurgere, iar apariția debitelor suplimentare prin efectul de desatenuare. În figura 25.2 se redau valorile supraînălțării nivelului pe Dunăre la debitul de viitură $Q = 12\,800$ m³/s, fenomen datorită îndiguirii albiei majore de pe ambele maluri.

Crearea lacurilor de acumulare constituie o intervenție a omului, pe cît de utilă în gospodărirea rațională a apelor și în apărarea în contra inundațiilor, pe atît de violentă în structura naturală a formațiilor hidrologice. Prin depozitarea în spațiile create de baraje a apelor din timpul viiturilor, se modifică în primul rînd valoarea debitelor maxime din aval, în conformitate cu spațiul rezervat pentru această modificare.

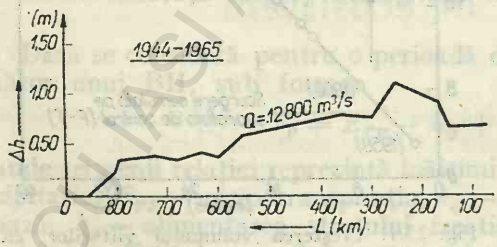


Fig. 25.2. Supraînălțări de nivel pe Dunăre prin îndiguire.

Figura 25.3 ilustrează influențele conjugate a trei lacuri de acumulare și a unor sectoare îndiguite,

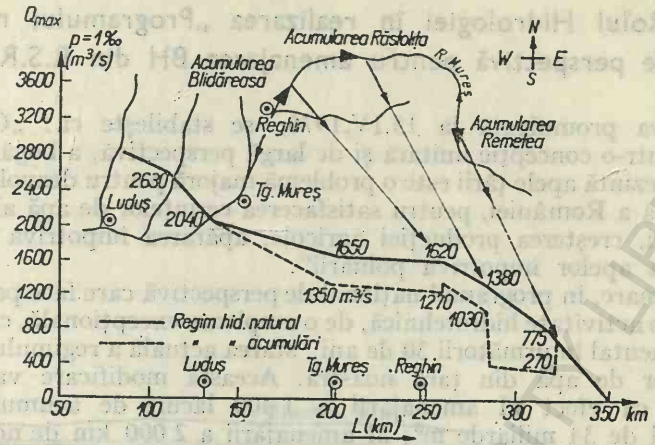


Fig. 25.3. Modificările debitelor maxime prin lacuri de acumulare în serie (rîul Mureș — România).

prevăzute cu scopul principal de apărare în contra inundațiilor rîului Mureș. Cu linie plină s-a trasat variația de-a lungul rîului a debitelor maxime naturale cu asigurarea $P = 1^0/_{00}$ și cu linie întreruptă variația modificărilor în urma lucrărilor menționate. De remarcat faptul că deși debitele scad apreciabil după baraje, totuși efectul lor se resimte numai pe o lungime finită.

Un al doilea efect hidrologic al construcției barajelor în albia cursurilor de apă, constă în modificarea regimului de scurgere a aluviunilor. Cea mai mare parte — chiar și total — din aluviunile tîrîte și parțial din aluviunile în suspensie, se depun în lacul de acumulare creat. Straturile depuse pe lîngă faptul că reduc din volumul de apă util al lacului, dar modifică în amonte nivelurile, creînd — în albii și acvifere freate — supraînălțări eventual generatoare de inundații. Situația din aval suferă de asemenea modificări — ca urmare a debitelor de apă fără aluviuni — prin aceea că le sporește puterea de erodare a albiei și creează de multe ori instabilități de traseu în plan și coborîri ale nivelurilor. Este interesantă în acest sens — convenția din 1969 dintre Franța și R.F.G. — avînd ca obiect studierea și luarea de măsuri asupra efectelor negative create de treptele de baraj de pe Rin în amonte de Strasburg. Rezultatele studiului au arătat că reținerea aluviunilor în biefurile formate permite curentului de apă să adîncească patul albiei cu efecte negative asupra culturilor din cîmpia riverană — prin scăderea nivelului freatic și asupra navigației.

În ceea ce privește efectul direct al aglomerărilor umane și animale, acestea influențează regimul natural hidrologic — prin volumele și calitatea apelor provenite din rețelele de canalizare și industrii, deversate în cursurile de apă apropiate. Modificarea structurii fizice și chimice a apelor naturale peste anumite limite admisibile este o sursă de grave consecințe din punct de vedere ecologic. Se semnalează de asemenea și cazuri în care emanațiile puternice de gaze toxice provenite din industrii provoacă distrugerea vegetației pe suprafețe întinse, care se transformă astfel sub acțiunea apelor de șiroire în surse suplimentare de aluviuni și de alunecări masive de pămînt.

25.2. Rolul Hidrologiei în realizarea „Programului național de perspectivă pentru amenajarea BH din R.S.R.

Prin legea promulgată la 15.IV.1976, se stabilește că: „Gospodărirea rațională, într-o concepție unitară și de largă perspectivă, a bogăției naturale pe care o prezintă apele țării este o problemă majoră pentru dezvoltarea socială și economică a României, pentru satisfacerea cerințelor de apă ale populației și industriei, creșterea producției agricole, apărarea împotriva inundațiilor și protecția apelor împotriva poluării".

Drept urmare, în programul național de perspectivă care face parte din lege, se prevede o activitate hidrotehnică, de o amploare excepțională, care va modifica fundamental în următorii 30 de ani, starea actuală a regimului hidrologic al cursurilor de apă din țara noastră. Această modificare va rezulta în consecință ca efect al amenajării a 1 400 lacuri de acumulare cu un volum total de 34 miliarde m^3; al amenajării a 2 000 km de noi ramificații în rețeaua hidrografică; al amenajării complexe a Dunării; al construcției 9 300 km îndiguiri precum și al corectării a 12 000 km albii și apărări de maluri; combaterea eroziunii solului a 4,1 milioane ha în perimetrul agricol, amenajarea torenților și noi împăduriri; combaterea deficitului de umiditate a solului prin irigații, care numai în cîmpia limitrofă a Dunării va atinge 2,4 milioane ha; combaterea excesului de umiditate a solului a 4,3 milioane ha; prevenirea și combaterea poluării apelor ș.a.

În planul de perspectivă este rezervat un capitol special privind realizări necesare în sistemul informațional-decizional de conducere în gospodărirea apelor. Pe această linie se reține aci extinderea rețelei de stații și puncte de măsurare a datelor meteo- și hidrologice, automatizarea avertizării — alarmare a fenomenelor periculoase și echipamente pentru prelucrarea datelor și de concentrare a informațiilor etc.

În vederea realizării programului de perspectivă, hidrologia cursurilor de apă din țara noastră își păstrează desigur conceptele de bază, dar va deveni mai complexă prin introducerea acțiunilor umane, în mecanismul natural precipitație-scurgere. S-au exemplificat în paragraful precedent — modificări suferite în acest mecanism, așa că problema care se pune acum hidrologiei este să studieze și modificările în sistemul ecologic ca urmare a aplicării vastului program de amenajare a bazinelor hidrografice. Totodată trebuie reținut un al doilea aspect al problemei și anume, măsura în care trebuie să se țină seamă de modificările finale, în cazul unor realizări de amenajare necesare mai mult sau mai puțin anterioare obținerii efectului final al tuturor intervențiilor. Problema sub ambele aspecte intră astfel în domeniul operațional al optimizărilor, pentru care trebuie întreprinse studii speciale.

Primul aspect apare însă ca primă etapă în dezvoltarea și progresul hidrologiei.

ANEXA I

Funcția $\Phi(u)$

u	$\Phi(u)$	u	$\Phi(u)$	u	$\Phi(u)$	u	$\Phi(u)$	u	$\Phi(u)$	u	$\Phi(u)$
0,00	0,0000	0,55	0,4477	1,00	0,6821	1,50	0,8664	2,00	0,9545	3,00	0,9973
0,05	0,3990	0,60	0,4514	1,05	0,7063	1,55	0,8789	2,10	0,9643	3,10	0,9981
0,10	0,0796	0,65	0,4843	1,10	0,7281	1,60	0,8904	2,20	0,9722	3,20	0,9986
0,15	0,1192	0,70	0,5161	1,15	0,7499	1,65	0,9011	2,30	0,9785	3,30	0,9990
0,20	0,1585	0,75	0,5467	1,20	0,7699	1,70	0,9109	2,40	0,9836	3,40	0,9993
0,25	0,1974	0,80	0,5763	1,25	0,7887	1,75	0,9199	2,50	0,9876	3,50	0,9995
0,30	0,2358	0,85	0,6041	1,30	0,8064	1,80	0,9281	2,60	0,9907		
0,35	0,2736	0,90	0,6319	1,35	0,8229	1,85	0,9356	2,70	0,9931		
0,40	0,3108	0,95	0,6579	1,40	0,8338	1,90	0,9426	2,80	0,9949		
0,45	0,3473			1,45	0,8529	1,95	0,9488	2,90	0,9963	4,00	0,9999
0,50	0,3829										

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

ANEXA II

Valorile F după Foster-Ribkin din formula (3.28)

Factorul de frecvență F

	Asigurări, P%																			
C_s	0,01	0,1	1,0	3,0	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99,0	99,9
0,0	3,72	3,09	2,33	1,88	1,64	1,28	0,84	0,68	0,52	0,25	0,00	−0,25	−0,52	−0,68	−0,84	−1,28	−1,64	−1,88	−2,33	−3,09
0,2	4,16	3,38	2,48	1,93	1,69	1,30	0,83	0,67	0,51	0,22	−0,03	−0,28	−0,55	−0,70	−0,85	−1,25	−1,58	−1,79	−2,18	−2,81
0,4	4,61	3,67	2,62	2,00	1,74	1,32	0,82	0,65	0,48	0,19	−0,06	−0,31	−0,57	−0,71	−0,85	−1,22	−1,51	−1,69	−2,03	−2,54
0,6	5,05	3,96	2,77	2,06	1,79	1,33	0,80	0,62	0,45	0,15	−0,09	−0,34	−0,58	−0,72	−0,86	−1,19	−1,45	−1,59	−1,88	−2,28
0,8	5,50	4,25	2,90	2,12	1,83	1,34	0,78	0,60	0,42	0,12	−0,13	−0,37	−0,60	−0,73	−0,86	−1,16	−1,38	−1,49	−1,74	−2,03
1,0	5,96	4,54	3,03	2,19	1,87	1,34	0,76	0,57	0,38	0,08	−0,16	−0,40	−0,61	−0,73	−0,86	−1,12	−1,31	−1,39	−1,59	−1,80
1,2	6,41	4,82	3,15	2,25	1,90	1,34	0,74	0,54	0,35	0,05	−0,19	−0,42	−0,62	−0,73	−0,85	−1,08	−1,25	−1,30	−1,45	−1,59
1,4	6,87	5,11	3,28	2,31	1,93	1,34	0,71	0,51	0,32	0,02	−0,22	−0,44	−0,63	−0,73	−0,84	−1,05	−1,18	−1,21	−1,32	−1,40
1,6	7,31	5,39	3,40	2,36	1,96	1,33	0,68	0,48	0,28	−0,01	−0,25	−0,46	−0,64	−0,73	−0,82	−1,00	−1,11	−1,13	−1,19	−1,24
1,8	7,76	5,66	3,50	2,41	1,98	1,32	0,64	0,44	0,24	−0,05	−0,28	−0,48	−0,64	−0,72	−0,80	−0,95	−1,03	−1,06	−1,08	−1,11
2,0	8,21	5,91	3,60	2,46	2,00	1,30	0,61	0,41	0,20	−0,08	−0,30	−0,49	−0,64	−0,71	−0,78	−0,90	−0,95	−0,98	−0,99	−1,00
2,2	—	6,20	3,70	2,48	2,01	1,28	0,58	0,37	0,17	−0,11	−0,33	−0,49	−0,63	−0,69	−0,75	−0,85	−0,90	−0,90	−0,90	−0,91
2,4	—	6,47	3,78	2,49	2,01	1,25	0,54	0,33	0,13	−0,14	−0,35	−0,50	−0,62	−0,66	−0,71	−0,79	−0,82	−0,82	−0,83	−0,83
2,6	—	6,73	3,87	2,50	2,01	1,23	0,51	0,31	0,10	−0,17	−0,37	−0,50	−0,60	−0,64	−0,68	−0,74	−0,76	−0,76	−0,77	−0,77
2,8	—	6,99	3,95	2,51	2,02	1,20	0,47	0,26	0,06	−0,20	−0,38	−0,50	−0,59	−0,62	−0,65	−0,70	−0,71	−0,71	−0,71	−0,71
3,0	—	7,25	4,02	2,52	2,02	1,18	0,42	0,25	0,03	−0,23	−0,40	−0,50	−0,57	−0,60	−0,62	−0,65	−0,66	−0,66	−0,67	−0,67

Notă: Pentru C_s negativ se vor lua F corespunzătoare asigurării $(100 - P)$ și cu semnul invers.

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

ANEXA III

Valorile F, după Gumbel

T, ani	F	T, ani	F	T, ani	F
1	$-\infty$	10	1,30	80	2,94
2	−0,16	15	1,64	90	3,07
3	+0,25	20	1,86	100	3,14
4	0,52	25	2,04	200	3,68
5	0,72	30	2,20	400	4,08
6	0,88	40	2,40	600	4,52
7	1,01	50	2,51	800	4,76
8	1,12	60	2,73	1 000	4,94
9	1,21	70	2,88	—	—

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

n / m	10	11	12	13	14	15	16	17
1	4,02	4,15	4,20	4,32	4,37	4,45	4,52	4,60
	(2,37)	(2,47)	(2,55)	(2,65)	(2,70)	(2,80)	(2,85)	(2,90)
2	3,12	3,22	3,32	3,40	3,52	3,60	3,67	3,77
	(1,60)	(1,70)	(1,77)	(1,85)	(1,95)	(2,02)	(2,08)	(2,15)
3	2,57	2,70	2,80	2,91	3,00	3,07	3,15	3,22
	(1,15)	(1,25)	(1,32)	(1,40)	(1,50)	(1,55)	(1,62)	(1,70)
4	2,17	2,30	2,40	2,50	2,60	2,70	2,77	2,85
	(0,82)	(0,92)	(1,00)	(1,08)	(1,15)	(1,25)	(1,30)	(1,37)
5	1,82	1,96	2,07	2,18	2,30	2,38	2,47	2,55
	(0,52)	(0,65)	(0,75)	(0,85)	(0,90)	(1,00)	(1,05)	(1,12)
6	1,52	1,65	1,80	1,92	2,02	2,12	2,20	2,30
	(0,25)	(0,38)	(0,50)	(0,60)	(0,70)	(0,78)	(0,85)	(0,92)
7	1,27	1,40	1,53	1,65	1,77	1,88	1,98	2,07
	(−0,02)	(0,12)	(0,25)	(0,38)	(0,48)	(0,58)	(0,65)	(0,75)
8	1,03	1,20	1,32	1,42	1,55	1,65	1,75	1,86
	(−0,27)	(−0,10)	(0,02)	(0,15)	(0,27)	(0,38)	(0,45)	(0,55)
9	0,77	0,97	1,12	1,25	1,35	1,47	1,57	1,65
	(−0,54)	(−0,35)	(−0,18)	(−0,05)	(0,07)	(0,20)	(0,30)	(0,38)
10	0,48	0,74	0,92	1,06	1,20	1,30	1,40	1,48
	(−0,86)	(−0,59)	(−0,40)	(−0,25)	(−0,10)	(0,02)	(0,10)	(0,20)
11		0,45	0,58	1,00	1,02	1,12	1,22	1,32
		(−0,90)	(−0,62)	(−0,45)	(−0,30)	(−0,17)	(−0,05)	(0,02)
12			0,43	0,65	0,83	0,97	1,07	1,20
			(−0,95)	(−0,65)	(−0,48)	(−0,35)	(−0,22)	(−0,0)
13				0,40	0,62	0,80	0,92	1,03
				(−0,98)	(−0,70)	(−0,62)	(−0,38)	(−0,25)
14					0,38	0,60	0,76	0,90
					(−1,00)	(−0,72)	(−0,55)	(−0,42)
15						0,37	0,57	0,72
						(−1,02)	(−0,75)	(−0,60)
16							0,38	0,55
							(−0,05)	(−0,77)
17								0,35
								(−1,05)
18								
19								
20								
21								

22 Gama: $\frac{m}{n+1} = (1 + u)\, e^{-u}$ (1)

23

24 Gumbel: $\frac{m}{n+1} = 1 - e^{-e^{-u}}$ (2)

25

26 Valorile variabilei u după formula (1), în paranteză după formula (2)

27

28

29

30

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
4,67	4,72	4,80	4,85	4,92	4,94	5,00	5,02	5,05	5,10	5,15	5,20	5,22
(2,95)	(3,00)	(3,05)										
3,85	3,90	3,95	4,03	4,10	4,15	4,20	4,25	4,27	4,32	4,35	4,3	4,40
(2,22)	(2,27)	(2,34)										
3,30	3,35	3,42	3,48	3,55	3,60	3,65	3,70	3,77	3,80	3,87	3,90	3,95
(1,75)	(1,80)	(1,85)										
2,92	3,00	3,05	3,10	3,17	3,22	3,25	3,32	3,37	3,42	3,47	3,52	3,56
(1,43)	(1,60)	(1,55)										
2,62	2,70	2,75	2,82	2,90	2,95	3,00	3,05	3,10	3,12	3,17	3,22	3,25
(1,18)	(1,25)	(1,50)										
2,37	2,45	2,50	2,52	2,63	2,70	2,76	2,82	2,86	2,92	2,95	3,00	3,04
(0,97)	(1,02)	(1,08)										
2,15	2,22	2,27	2,35	2,42	2,47	2,55	2,60	2,65	2,70	2,75	2,80	2,82
(0,80)	(0,85)	(0,90)										
1,94	2,02	2,10	2,16	2,22	2,30	2,45	2,40	2,46	2,50	2,55	2,60	2,66
(0,64)	(0,70)	(0,75)										
1,75	1,85	1,92	1,98	2,05	2,12	2,17	2,23	2,28	2,32	2,40	2,45	2,50
(0,45)	(0,54)	(0,60)										
1,57	1,65	1,75	1,85	1,87	1,95	2,02	2,07	2,13	2,17	2,25	2,30	2,32
(0,30)	(0,38)	(0,45)										
1,42	1,50	1,57	1,65	1,73	1,80	1,87	1,43	1,98	2,05	2,11	2,15	2,20
(1,13)	(0,22)	(0,30)										
1,26	1,35	1,42	1,52	1,60	1,65	1,73	1,78	1,85	1,92	1,97	2,02	2,07
(0,01)	(0,07)	(0,15)										
1,14	1,22	1 30	1,40	1,45	1,52	1,60	1,65	1,72	1,78	1,85	1,90	1,95
(−0,16)	(−0,06)	(0,01)										
1,00	1,10	1,17	1,26	1,33	1,40	1,47	1,53	1,60	1,65	1,72	1,77	1,83
(—0,30)	(−0,20)	(−0,01)										
0,85	0,97	1,05	1,13	1,22	1,28	1,35	1,42	1,49	1,55	1,60	1,65	1,72
(−0,45)	(−0,35)	(−0,25)										
0,70	0,83	0,95	1,03	1,11	1,18	1,25	1,31	1,38	1,42	1,50	1,56	1,60
(−0,60)	(−0,48)	(−0,38)										
0,52	0,67	0,80	0,93	1,00	1,07	1,15	1,22	1,27	1,33	1,40	1,45	1,50
(−0,80)	(−0,65)	(−0,50)										
0,33	0,52	0,65	0,77	0,88	0,97	1,05	1,12	1,20	1,25	1,30	1,35	1,42
(−1,08)	(−0,82)	(−0,65)										
	0,32	0,48	0,65	0,75	0,85	0,95	1,02	1,10	1,15	1,20	1,27	1,32
	(−1,10)	(−0,85)										
		0,32	0,48	0,61	0,73	0,83	0,92	1,00	1,05	1,12	1,20	1,23
		(−1,12)										
			0,30	0,47	0,58	0,72	0,80	0,90	0,97	1,03	1,10	1,15
				0,30	0,45	0,57	0,68	0,80	0,87	0,95	1,00	1,07
					0,30	0,43	0,57	0,67	0,76	0,85	0,92	1,00
						0,29	0,42	0,55	0,65	0,75	0,82	0,90
							0,27	0,42	0,59	0,65	0,72	0,81
								0,27	0,40	0,52	0,62	0,72
									0,27	0,40	0,50	0,60
										0,25	0,37	0,50
											0,23	0,37
												0,25

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

ANEXA V

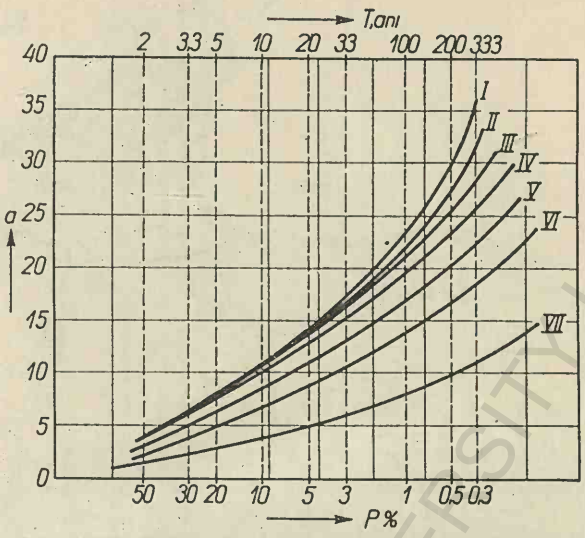
Valorile χ^2 în funcție de gradul de încredere $G\%$ și de gradul de libertate n

n \ $G\%$	99	90	50	20	10	5	1
11	3,053	5,578	10,341	14,631	17,275	19,675	24,725
12	3,571	6,304	11,340	15,812	18,549	21,026	26,217
13	4,107	7,042	12,340	16,985	19,812	22,362	27,688
14	4,660	7,790	13,339	18,151	21,064	23,685	29,141
15	5,229	8,547	14,339	19,311	22,307	24,996	30,578
16	5,812	9,312	15,338	20,465	23,542	26,296	32,000
17	6,408	10,085	16,336	21,615	24,769	27,587	33,409
18	7,019	10,865	17,338	22,760	25,989	28,869	34,805
19	7,633	11,651	18,338	23,900	27,204	30,144	36,191
20	8,260	12,443	19,337	25,038	28,412	31,410	37,566
21	8,897	13,240	20,337	26,171	29,615	32,671	38,932
22	9,542	14,041	21,337	27,301	30,813	33,924	40,289
23	10,196	14,848	22,337	28,429	32,007	35,172	41,638
24	10,856	15,659	23,337	29,553	33,198	36,415	42,980
25	11,524	16,473	25,336	30,675	34,382	37,652	44,314
26	12,198	17,292	26,336	31,795	35,751	38,885	45,642
27	12,879	18,114	27,336	32,027	37,916	40,113	46,963
28	13,565	18,839	28,336	34,139	39,087	41,557	48,278

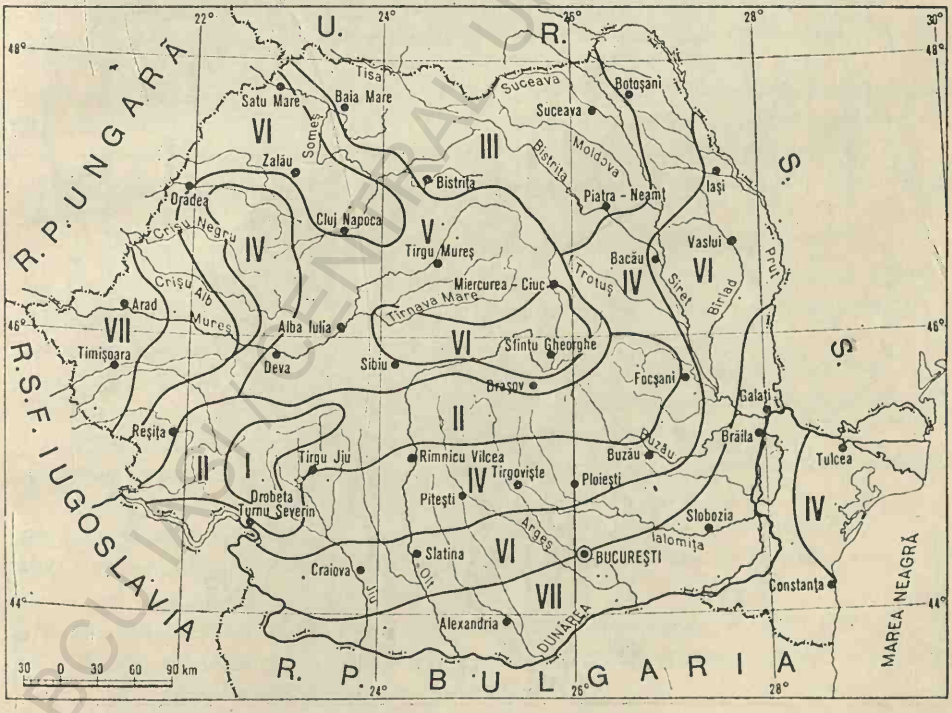
ANEXA VI

Parametrii modelului					
Denumire	unitate de măsură	Simbol	Valori		
			maxime	minime	optimizate
Capacități de înmagazinare					
— rezervorul de suprafață	mm	U*	25,0	10,0	22,69
— rezervorul de umiditate	mm	L*	80,0	20,0	80,00
Constanta de topire a zăpezii	mm/°C/zi	C_s	3,0	1,0	1,00
Scurgerea de suprafață	—	C_{OF}	1,0	0,5	0,81
	—	C_{L2}	0,7	0,0	0,00
	zile	K_0	3,0	1,0	2,16
Scurgerea intermediară	—	C_{IF}	0,8	0,0	0,31
	—	C_{L1}	0,8	0,0	0,00
	zile	K_{IF}	6,5	5,0	6,50
Scurgerea de bază	zile	K_B	200,0	100,00	200,00

BCU IAȘI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY



a



b

EDUCATIONAL UNIVERSITY LIBRARY

U. R. S. S.
R. P. UNGARĂ
R.S.F. IUGOSLAVIA
R. P. BULGARIA
MAREA NEAGRĂ
DUNĂREA
Satu Mare
Baia Mare
Zalău
Oradea
Bistrița
Suceava
Botoșani
Iași
Vaslui
Bârlad
Bacău
Piatra - Neamț
Roman
Cluj Napoca
Târgu Mureș
Arad
Alba Iulia
Deva
Sibiu
Timișoara
Reșița
Târgu Jiu
Râmnicu Vâlcea
Craiova
Slatina
Pitești
Târgoviște
BUCUREȘTI
Ploiești
Buzău
Brăila
Galați
Focșani
Sfîntu Gheorghe
Miercurea - Ciuc
Brașov
Slobozia
Tulcea
Constanța
Alexandria
Turnu Severin
Drobeta
Mureș
Someș
Someșu Mare
Someșu Mic
Crișu Repede
Crișu Negru
Crișu Alb
Crișu
Barcău
Ier
Tisa
Tur
Suceava
Moldova
Bistrița
Siret
Prut
Milcin
Jijia
Bahlui
Mureș
Târnava Mică
Târnava Mare
Arieș
Olt
Rîul Negru
Trotuș
Putna
Rîmnic
Buzău
Prahova
Dîmbovița
Argeș
Ialomița
Teleorman
Vedea
Oltet
Gilort
Motru
Jiu
Cerna
Jiu Românesc
Orlea
Galbena
Timiș
Bega
Bega Veche
Bîrzava
Pogănis
Caraș
Nera
Sebeș
Secaș
Gașa
Cașimcea
Tâlta
20 0 20 40 60 80 km.
22° 24° 26° 28°
46° 44°

Bibliografie

Referințe bibliografice:

[1] Dyck S, Golf W. — *Hydrologie* VEB Verlag Technik Berlin — 1972.

[2] Chow Te Ven. — *The Log — Probability Law and its Engineering.* Applications. Proc. ASCE vol. 80 Nr. 536, 1957.

[3] Hîncu S. ș.a. — *Hidrologia agricolă* Ed. CERES. București, 1971.

[4] Velikanov M. A. — *Ghidrologia Suji.* Ghidrometeorologiscoe izlatiestro, Leningrad, 1948.

[5] Ionescu M. H. — *Elemente de statistică matematică.* Ed. Științifică București 1957.

[6] Chow Te. Ven — *Handbook of Applied Hydrology.* Mc. Graw-Hill Company — New York, 1964.

[7] Gumbel E. J. — *The Return Period of Flood Flows.* An. Math. Statist. vol. XII Nr. 2 — 1941.

[8] Vladimirescu I. — *Curs de Hidrologie.* Ed. didactică și pedagogică București 1962.

[9] Worthing A. G., Geffner J. — *Prelucrarea datelor experimentale* (traducere) Ed. Tehnică București 1959.

[10] Bogomolov G. — *Hydrogéologie et notions de géologie d'ingénieur,* Ed. de la Paix — Moscou.

[11] Ciocîrdel R. — *Hidrogeologie.* Ed. Tehnică. București 1957.

[12] Smoot F. G., Barnes H. — *The Progress of Hydrology.* IHD 1965—1974. Vol. I.

[13] Remenieras G. — *L'hydrologie de l'ingénieur.* Ed. Eyrolles — Paris 1960.

[14] *Manualul inginerului hidrotehnician.* Vol I. Ed. Tehnică Buc. 1969.

[15] Andrei Silvan — *Apa în pămînturile nesaturate.* Ed. Tehnică 1967, Vol. I/39.

[16] Dunin X. F., Costin B. A. — *Proceeding of the Wellington Symposium* Dec. 1970.

[17] *S.W.B. Hydrologie und Meteorologie.* Umduck Nr. 10. T.V. Dresden.

[18] Pourrut H. C. — *Etude fine du bilan hydrique par utilisation de la sonde à neurons.* Proc. Wellington Sympozium 1970.

[19] *Infiltration* v. referința [6]. Dep. Agr. Soil Conserv. T.P. — 68 — U.S.A.

[20] Stănescu V. — *Modele matematice pentru determinarea undelor de viitură critice.* Teză de doctorat. Buc. 1972.

[21] Mateescu Cr. — *Hidraulică.* Ed. didactică și pedagogică. București 1963.

[22] Vladimirescu I. — *Introducere în unele concepte noi privind scurgerea rîurilor.* I.C.B. Facultatea Hidrotehnică București 1973.

BUZĂU CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

[23] Sopper W., Lynch J. — *Proceeding of the Wellington Symposium 1970* (IAHS — AISH — UNESCO).

[24] Kontorovici I.M — *Calculul operațional și fenomene transitorii în circuitele electrice* (traducere din l. rusă). Ed. Energetică de Stat — 1955

Publicații suplimentare

I.M.H. — *Râurile României — monografie hidrologică* — București 1971.

Linsley, Kohler, Paulhus. — *Applied Hydrology* — Mc. Graw Hill Book. Company New York 1949.

Stoica, Cristea — *Metodologia generală* Ed. II. Ed. Tehnică București 1971.

Linsley-Kohler-Paulhus. — *Hydrology for Engineers* Mc. Graw Hill London 1958.

Ujvári. — *Geografia apelor României.* Ed Științifică. București. 1952.

I.M.H. — *Colecția Studii de Hidrologie.*

Colorado State University — Hydrology — Papers.

I.H.D. — *Systems Analysis of Hydrologic Problems* — UNESCO — 1970.

IAHS — UNESCO — *Les crues et leur évaluation.* — Leningrad — 1967. Vol. I, II, III.

IAHS — UNESCO — *Résultats de recherches sur les bassins représentatif et expérimentaux* — Wellington — 1970, Vol. I, II.

Thiessen A.H. — *Precipitation for large areas.* Monthly Weather Review 1911.

Thornthwaite C.W. — *The Moisture Factor in Climate.* Trans. Am. Soc. Civ. Eng. 1946 — U.S.A.

Haragan D.R. — *Precipitation augmentation* — Problems and progress. Wat. Resour. Bull. June 1974, nr. 3 Urbana USA.

Sokolov A.A. — *Methods for the Estimation of Maximum Discharge of Snow Onelt and Rainfall Water Inadequate Observational Data.* Proc. Madrid Symp. June 1973.

Kovacs G., Molnar G. — *Determination of Snow by Thickness of Snow Cover Data.* Proc. Madrid. Symp. June 1973.

Bacon G., *Traitement automatique des données hydropluviometriques.* l'Eau nr. 2, 1973, France.

Viton P., Tuffigo J.C. — *Mésures pluviométriques.* Houille blauche nr. 4, 1973.

Perrier A. — *Etude physique de l'evapotranspiration dans les conditions naturelles.* Ann. agron. Nr. 1, 1975, Paris.

Webb. E.K. — *Evaporation from Catchments.* Australian Academy of Science. 1975 Canberra Australia.

Turcan J. — *Determination of Errors of Precipitation Measurement Caused by Wind.* Vodohospodarsky casopis nr. 6, 1975. Academy of Sciences, Bratislava, Czechoslovakia.

Feher F. — *The Mathematical Description of Infiltration.* Proc. ICID, R, 1.2./3 June 1973, Budapest.

Philip, J.R. — *On Solving the Unsaturated Flow Equation.* Soil Science, nr. 5, 1973 Maryland S.U.A.

Zaradny H. — *Investigations of Water Flow in Unsaturated Porus Media.* Rozprawy Hydrotechniczne, 1973, Poland.

Dubreuil P., Hlavek R. — *Nouveaux limnigraphes et automatisation de la gestion d'un resseau hydrométrique en France.* IAHS Publ. nr. 99/1973.

McClain E.P., Baker D.R. — *Earth Satellites and their Application in Hydrometry and Hydrology.* IAHS Publ. nr. 99/1973.

Strahler N.A. — *Geografia fizică.* (Physical Geography — Ed. J. Wiley New York) Ed. Științifică București — 1973.

BCU CLUJ CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Voskresensky K. P. — *Hydrological Research in Reprezentative and Experimental Basins.* Météorologiya Gidrol. Nr. 7/1973.

Gray D. M. — *Handbook on the Principles of Hydrology.* Water Information Centre — New York — 1973.

Nemec J. — *Engineering Hydrology.* Mc. Graw-Hill Book Co, New York — 1973.

Kritsky S N — Menkelmf — Ratkovich D. — *Trends and Aims of Research in Multi-year River Flow Variations.* Météorologiya Gidrol. nr. 10/1973.

Bogardi J. L. — *Sediment Transportation in Streams.* Hungarian Academy of Science — Budapest 1973.

Lane L. J. — Woolhiser D. A. — Yevdjevdich V. — *Influence of Simplification in Watershed Geometry in Simulation of Surface Runoff.* Hydrol. Pap. Dec. 1975 — Colorado State Univ. U,S,A.

World Meteorological Organization — *Hydrological Forecasting Practice.* WMO — Geneva — 1975.

Judah O. M. — *Finit Element Simulation of Flood Hydrographs.* Trans. Am. Soc. Engrs, Nr. 3/1975.

Mosonyi E. — Buck W. — *Selection of Design Flood.* ICID — Bulletin Nr. 1/1977.

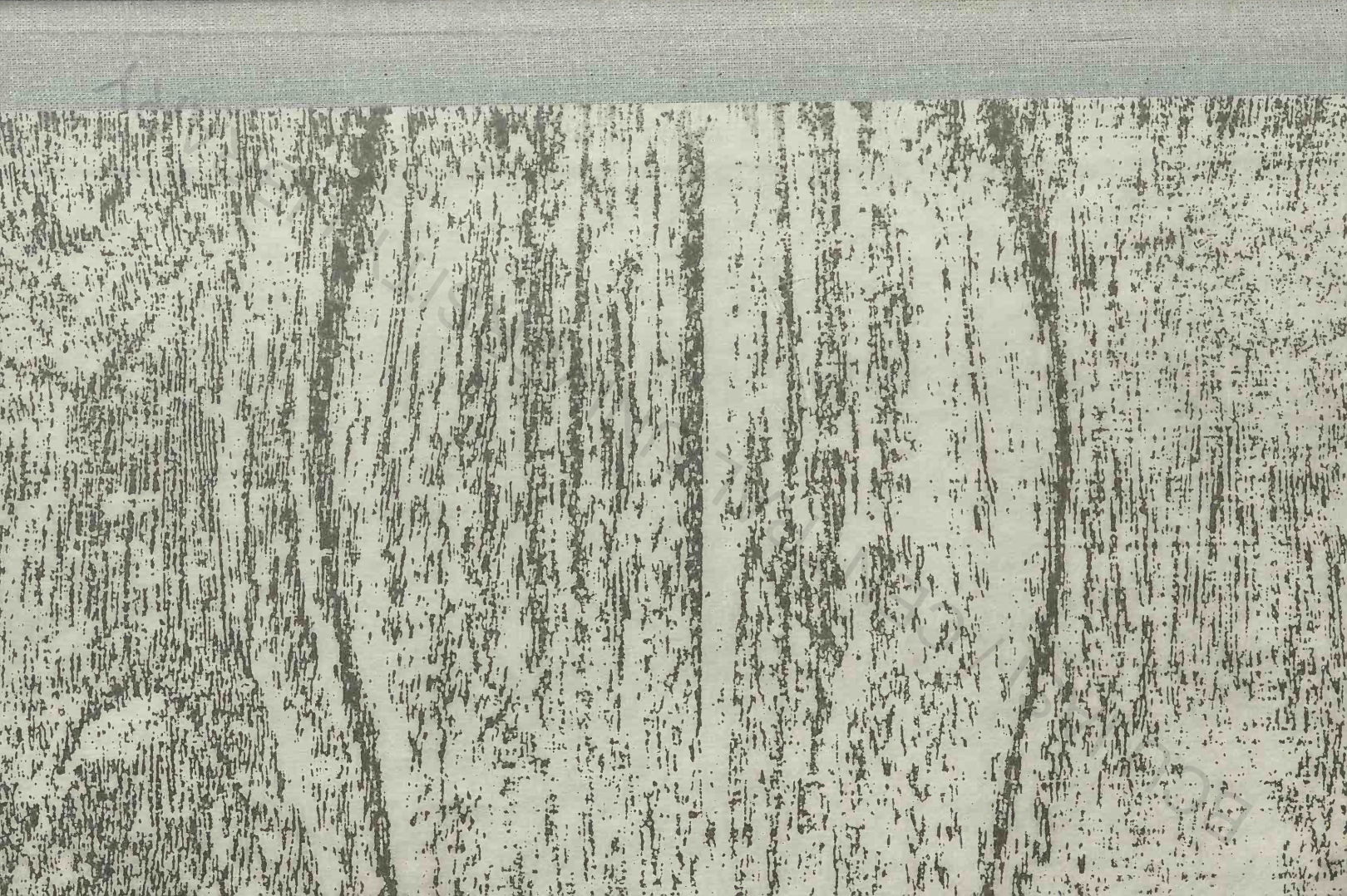
Bour F. — *Aménagement écologique, réflexion méthodologique, exemples pratiques. Avant propos.* Agron. Trafical Paris nr. 2—3/1974.

Master G. — *Introduction to Environmental Science and Technology.* J. Wiley-Sons, Sussex — 1974.

Col-Iași 12,30 lei

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY

Plan editură: 5753. Tiraj: 2850+80 ex. broșate. Coli de tipar: 17,75. Bun de tipar: 11.12.78

Tiparul executat sub comanda
nr. 2420 la
Intreprinderea poligrafică
„13 Decembrie 1918".
str. Grigore Alexandrescu nr. 89—97
București,
Republica Socialistă România

BCU IASI / CENTRAL UNIVERSITY LIBRARY